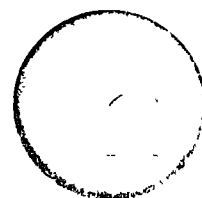




centro de educación continua facultad de ingeniería, unam



A los Asistentes a los cursos del Centro de Educación
Continua

La Facultad de Ingeniería, por conducto del Centro de Educación Continua, otorga constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en el diploma, deberán entregar copia del mismo o de su cédula profesional a más tardar el Segundo Día de Clases, en las oficinas del Centro, con la Señora Sánchez, de lo contrario no será posible.

El control de asistencia se efectuará a través de la persona encargada de entregar notas, en la mesa de entrega de material, mediante listas especiales. Las ausencias serán computadas por las autoridades del Centro.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo para que coordinen las opiniones de todos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

Al finalizar el curso se hará una evaluación del mismo a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes. Las personas comisionadas por alguna Institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, es importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción con los datos que se les solicitan al iniciarse el curso.

ATENTAMENTE

ING. JOSE ELISEO OCAMPO SAMANO
COORDINADOR DE CURSOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

Fecha	Duración	Tema	Profesor
COMPACTACION DE SUELOS			
13 de Agosto	17:00 - 20:00 Hs.	En el campo	Ing. Pedro Luis Benítez E.
	20:00 - 21:30 "	En el laboratorio	Ing. Alfonso Rico Rodríguez
15 " "	17:00 - 18:30 "	En el laboratorio	Ing. Alfonso Rico Rodríguez
	18:30 - 20:00 "	Propiedades mecánicas de los suelos compactados	Ing. Gabriel Moreno Pecero
ESTABILIDAD DE TALUDES			
15 " "	20:00 - 21:30 Hs.	Tipos de fallas. Diferenciación de problemas: Suelos residuales y transportados, laderas naturales y taludes artificiales; cortes y terraplenes.	Ing. Gabriel Moreno Pecero
20 " "	17:00 - 18:30 "	Parámetros de resistencia a utilizar en diferentes métodos de análisis que pueden emplearse en fallas de taludes. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes.	
		a) con esfuerzos totales	Dr. Eulalio Juárez Badillo
		18:30 - 20:00 "	b) Métodos de análisis con esfuerzos efectivos. Método de la cuña. Fallas traslacionales. Superficies de falla no circulares.
	20:00 - 21:30 "	Ideas para fijar la inclinación de cortes no calculados. Factores que producen fallas. Identificación de fallas. Métodos correctivos de naturaleza mecánica.	Ing. Gabriel García Altamirano
22 " "	17:00 - 18:00 "	Comportamiento de pedraplenes	Dr. Raúl J. Marsal
	18:00 - 19:00 "	Tipos de fallas y métodos de análisis de estabilidad en taludes en roca	M. en I. Juan M. Orozco

Fecha	Duración	Tema	Profesor
22 de Agosto	19:00 - 20:30 Hs.	Influencia de los métodos de construcción en el tratamiento de taludes en roca.	Ing. Raúl Cuellar Borja
TECNICAS DE SUBDRENAJE			
22 " "	20:30 - 21:30 Hs.	Aspectos teóricos del subdrenaje en carreteras	M. en I. Raúl V. Orozco
27 " "	17:00 - 18:00 "	Experiencias recientes en túneles en la Ciudad de Mexico	Ing. Enrique Tamez
	18:00 - 19:30 "	Métodos de subdrenaje para mejoramiento de estabilidad de taludes	Ing. José A. Mendoza
27 " "	19:30 - 21:30 "	ESTRUCTURAS DE TIERRA SOBRE SUELOS BLANDOS	Ing. Gabriel Moreno Pecero
TUNELES EN SUELOS			
29 " "	17:00 - 18:30 Hs.	Asentamientos relacionados con la construcción de túneles	Ing. José Tinajero
	18:30 - 20:00 "	Asentamientos relacionados con la construcción de túneles	Ing. Juan Jacobo Schmitter
	20:00 - 21:30 "	Métodos constructivos. Control de agua subterránea, Empleo de aire comprimido	Ing. Luis Vieitez Utesa
3 de Septiembre	17:00 - 20:00 "	Determinación de presiones de tierra y roca. Tipos y causas de presión.	Ing. Jesús Alberro
	20:00 - 21:30 "	Comportamiento de ademes	
		a) Estabilidad en el frente de la construcción	
		b) Estabilidad en las paredes	
		c) Deformaciones	
		d) Distorsión de ademes	
		e) Recomendaciones generales de diseño	
		f) Tipo de ademes	
		g) Problemas de permeabilidad	
		h) Anomalías en la sección recta.	Ing. Juan Jacobo Schmitter

Fecha	Duración	Tema	Profesor
5 de Septiembre	17:00 - 19:30 Hs.	INSTRUMENTACION	Ing. Carlos Silva
	19:30 - 21:30 "	INSTRUMENTACION	Ing. Guillermo Springall
ESTUDIOS GEOTECNICOS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE			
10 de "	17:00 - 18:30 Hs.	Estudios geotécnicos	Ing. Santiago Barragán
	18:30 - 20:00 "	Obras complementarias de drenaje	Ing. Juan M. Orozco
	20:00 - 21:30 "	BANCOS DE MATERIALES	Ing. Juan M. Orozco
12 " "	17:00 - 18:00 "	Estabilización de fallas en Tijuana Ensenada. Análisis de un caso práctico	Ing. Alfonso Rico Rodríguez
	18:00 - 21:00 "	CONTROL DE CALIDAD	Ing. Carlos Orozco



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

LA COMPTACTACION DE SUELOS EN EL CAMPO

ING. PEDRO LUIS BENITEZ

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

Curso: "LA GEOTECNIA EN LAS VIAS TERRESTRES"

Tema: "LA COMPACTACION DE SUELOS EN EL CAMPO"

Por: Ing. Pedro Luis Benítez E.

I.- INTRODUCCION:

Los costos de compactación representan únicamente una parte relativamente pequeña de los costos totales de construcción de una carretera, de una aeropista, de una presa de tierra, o de cualquier otra construcción de tierra o materiales graduados. Por el contrario, la compactación tiene una influencia decisiva en la calidad y duración de dichas construcciones.

Una compactación eficiente hace posible incrementar substancialmente la capacidad de soporte y la estabilidad del relleno, mejorar su impermeabilidad y en la mayoría de los casos eliminar los asentamientos. Por lo tanto, la compactación hará al suelo lo suficientemente estable para resistir las cargas originadas por el tráfico, reduciendo substancialmente los costos de mantenimiento para carreteras y otros tipos de construcción con materiales de relleno.

La gran variedad de las propiedades de los materiales que van a ser compactados (desde arcillas con partículas de 0.002 mm. hasta enrocamientos con fragmentos de roca de 1 metro o mayores), combinada con la gran diversidad de condiciones del trabajo en el campo, hacen más o menos prácticamente imposible encontrar reglas simples y generales para la compactación de suelos.

Por lo tanto, debe quedar claramente especificado que para un suelo dado, puede haber en la mayoría de los casos, varios métodos de compactación adecuados, de los cuales el análisis de las condiciones específicas de la obra, permitirán escoger el método más económico para una situación dada.

Los siguientes factores son los más importantes para los resultados de un trabajo de compactación:

1. Tipo del suelo.
2. Contenido de agua del suelo (humedad)
3. Esfuerzo de compactación, determinado por el tipo de compactador, su velocidad, número de pasadas y espesor de la capa tendida.

Cuando con un mismo procedimiento se compacta un suelo con diferentes contenidos de agua, la densidad resultante variará mucho de acuerdo con dicho contenido de agua en el suelo. La relación entre la densidad y la humedad o contenido de agua, se representa por regla general, por medio de una gráfica. Con una humedad óptima, se obtendrá la mayor densidad del material.

Debido a que las propiedades de los suelos varían mucho de acuerdo con su naturaleza, es necesario que el Ingeniero de Suelos sea capaz de clasificar los diferentes tipos de materiales que van a utilizarse como rellenos, materiales de sub-base y base, etc., en la construcción de carreteras, aeropistas, presas, etc.

La clasificación de acuerdo con el tamaño de los granos es conocido para todos los Ingenieros Civiles, y los dos sistemas más utilizados son:

TIPO DE SUELO:	TAMAÑO DEL GRANO	
	Sistema Europeo (Milímetros)	Sistema Americano (Pulgadas)
Grava:	60 - 2	3"-Malla # 4
Arena Gruesa:	2 - 0.6	# 4 - # 10
Arena Media:	0.6 - 0.2	# 10 - # 40
Arena Fina:	0.2 - 0.06	# 40 - # 200
Limo:	0.06 - 0.002	# 200 - 2 micrones
Arcilla:	Menor de 0.002	Menor de 2 micrones

El Ingeniero sueco Lars. Forssblad, experto en compactación, propuso la siguiente clasificación de suelos con referencia a trabajos de compactación:

- I. Rellenos y suelos granulares con fragmentos grandes de roca y con contenidos de material menos 0.06 mm., menores del 5%.
- II. Arenas y Gravas:
 - A) Bien graduadas.
 - B) Uniformemente graduadas
- III. Limos y suelos limosos:
 - A) Arena limosa, grava limosa, morenas.
 - B) Limo y limo arenoso, arena arcillosa, grava arcillosa.
- IV. Arcillas.

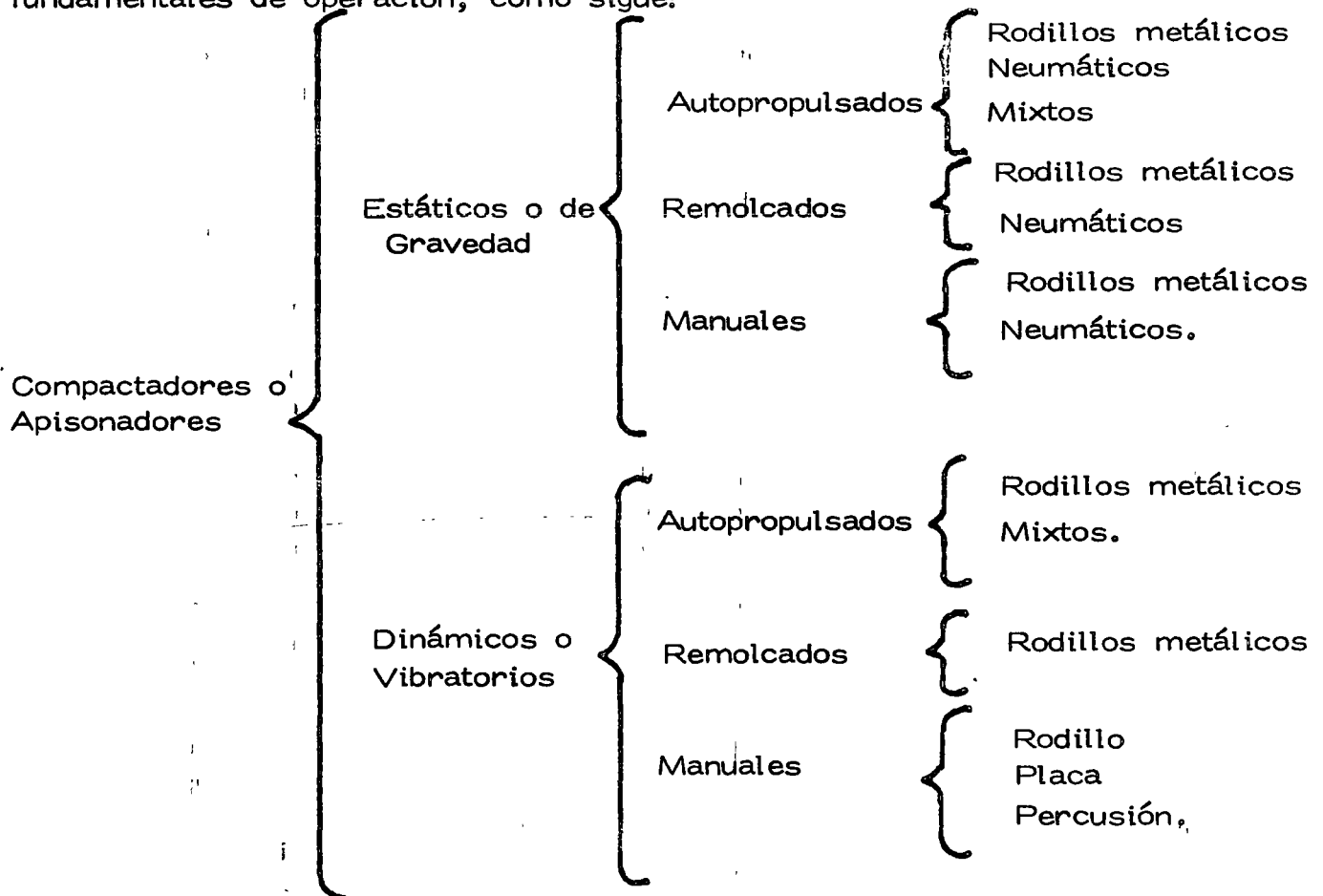
2. TIPOS DE EQUIPOS DE COMPACTACION.

Se llama máquina de compactación, compactador o apisonador, a todo equipo de Ingeniería Civil destinado a compactar un suelo o una capa de relleno.

Dichas máquinas aplican los diferentes principios para la compactación de suelos, que son:

- A) Presión estática.
- B) Amasamiento.
- C) Impacto.
- D) Vibración.

Debido a la gran variedad de equipos de compactación, es necesaria una clasificación racional de los mismos, atendiendo a sus características fundamentales de operación, como sigue:



Las compactadoras estáticas de rodillos lisos y de neumáticos trabajan básicamente por una presión estática ejercida sobre la superficie del suelo. Los rodillos patá de cabra combinan la presión estática con un efecto de amasamiento. Debido a la fricción interna de las partículas de los suelos, la presión estática tiene una capacidad limitada de compactación en sus efectos a profundidad.

El impacto suministra una fuerza mayor en la superficie del suelo y -- mejores efectos en profundidad que la presión estática. Las bailarinas de percusión manuales, es un ejemplo típico de equipo de compactación que utiliza básicamente el efecto de impacto.

Las placas y rodillos vibratorios trabajan con una rápida sucesión de - impactos contra la superficie del terreno, con una frecuencia de 700 a 5000 vibraciones por minuto, dependiendo del tipo de máquina. De la - superficie, ondas de presión bajan a través del suelo, por lo cual las - partículas se ponen en movimiento, eliminando virtualmente su fricción interna.

Con la compactación vibratoria es posible obtener densidades más altas que con la compactación estática, especialmente en enrocamientos, grava y arena. El principio de compactación dinámica hace posible trabajar - con compactadores más pequeños y ligeros que los compactadores está- ticos convencionales.

3. DEFINICIONES DE OPERACION.

En la operación de los equipos de compactación, es necesario adoptar un número de definiciones de los conceptos fundamentales que intervienen -- en su trabajo normal:

- a).- PASADA:- Viaje de ida o vuelta del compactador.
- b).- PASO:- Aplicación de una carga en un punto.
- c).- DIAGRAMA DE COBERTURA:- El diagrama que indica el -- número de pasos en un punto en el momento de una pasada - del compactador.
- d).- ANCHO DE TRABAJO:- Distancia que separa los bordes exte- riores de las superficies externas de contacto del compacta- dor.
- e).- ANCHO DE COBERTURA:- Es la acumulación de los anchos de las bandas que hayan sufrido, al menos, una pasada.
- f).- GRADO DE COBERTURA:- Relación entre la cobertura y el ancho de trabajo.
- g).- ANCHO DE RECUBRIMIENTO TOTAL:- Es la acumulación - de los anchos de las bandas que hayan sufrido más de una -- pasada.

h).- GRADO DE RECUBRIMIENTO:- Relación de recubrimiento total, respecto del ancho cubierto.

i).- LASTRADO:- Operación que permite hacer variar el peso total de una máquina dada por medio de agua y arena en la mayoría de los casos.

4. EJEMPLOS DE EQUIPOS DE COMPACTACION:

A continuación, se indican las principales características de los equipos de compactación más utilizados en México:

Para seleccionar correctamente el tipo del equipo de compactación que deberá realizar económicamente un trabajo determinado, deberá hacerse un análisis cuidadoso de, entre otros, los factores siguientes:

- Naturaleza del trabajo.
- Tipo del suelo por compactar.
- Grado de humedad natural del suelo.
- Espesor de capa.
- Especificaciones de la compactación.
- Capacidad requerida en metros cúbicos por hora de material compactado.
- Condiciones climatológicas del lugar.

En la selección del equipo de compactación es necesario encontrar la solución que dé el costo total más bajo.

A continuación se anexa una hoja de un cuestionario típico para recabar - dichas informaciones.

Se indican así mismo, algunos ejemplos de equipo de compactación estáticos y vibratorios; autopropulsados, remolcados y manuales; de rodillos metálicos y de neumáticos, que se utilizan más en México en los trabajos de compactación que hay que realizar en las construcciones de carreteras, aeropistas, presas de tierra y de enrocamiento, obras urbanas, etc.

GENERAL QUESTIONNAIRE FOR SITE INFORMATION

TYPE OF CONSTRUCTION: Highway, street .. Tunnel ..
 Airfield .. Sewer plant ..
 Dam, reservoir .. Trenchwork, pipe-
 Bridge .. line ..
 Power plant .. Building ..

Other: _____

Location: _____
 Owner: _____
 Contractor: _____
 Head office: _____
 Project manager: _____
 Plant engineer: _____ Tel. _____
 Period: start: _____ 19.., scheduled end: _____ 19.....
 Contract value: _____

Nearest railway station at _____

Construction material:	Rock	<input type="checkbox"/>	Total quantity:	_____	m ³ (cu. yd.)
	Sand/gravel	<input type="checkbox"/>	" "	_____	" "
	Silt	<input type="checkbox"/>	" "	_____	" "
	Clay	<input type="checkbox"/>	" "	_____	" "
	Concrete	<input type="checkbox"/>	" "	_____	" "
	Asphalt	<input type="checkbox"/>	" "	_____	ton

Other: _____

Scheduled daily production during _____ shift(s) of each _____ hours: max. _____
 min. _____

SPECIFICATIONS:

Density required: _____ % Standard/Modified AASHO
 No.... Yes.... _____ % Marshall/Air voids
 _____ kg/cm² (psi) after _____ days.

Specified layer thickness: No ... Yes ... , _____ cm(inch) laydown/compacted

Specified number of passes: No ... Yes ... , _____ passes

Specified compaction equipment:
 No ... Yes ... , Static ..
 Vibratory ..
 Rubber tired ..

SITE CONDITIONS:

Height above sea level: _____ m(ft)
 Repair-workshop on site: No ... Yes ... elementary ...
 well equipped ...

Reported by: _____ Company: _____
 Date: _____ Address: _____

EJEMPLO DE CUESTIONARIO TIPICO:
(sigue de la página # 6).

Available power supply:

electricity: _____ volt, _____ phase
compressed air: _____ kg/cm² (psi), feed: _____ m³/min (cfm)

AVAILABLE EQUIPMENT:

Earth moving:	shovels/draglines	_____	m ³ (cu.yd.) bucket
	wheel/track loaders	_____	m ³ (cu.yd.) bucket
	dump trucks	_____	m ³ (cu.yd.) payload
	scrapers	_____	m ³ (cu.yd.) payload
	dozers	_____	HP (tons)
	graders	_____	HP (tons)

Compacting: static rollers, steel drum: _____
 - " - , rubber tired: _____
 vibrating rollers: _____
 plate compactors: _____
 pokers etc.: _____

Miscellaneous:

CONTRACTOR SATISFACTION WITH COMPACTION EQUIPMENT ? :

	<u>Dynapac</u>	<u>Other make</u>
Performance:	_____	_____
Capacity:	_____	_____
Production costs:	_____	_____
Reliability:	_____	_____
Operators opinion:	_____	_____
Maintenance costs:	_____	_____
Service:	_____	_____
Will repeat order be placed if more equipment needed?:	Yes ... <input type="checkbox"/> , No... <input type="checkbox"/>	No... <input type="checkbox"/> , Yes... <input type="checkbox"/>

REMARKS:

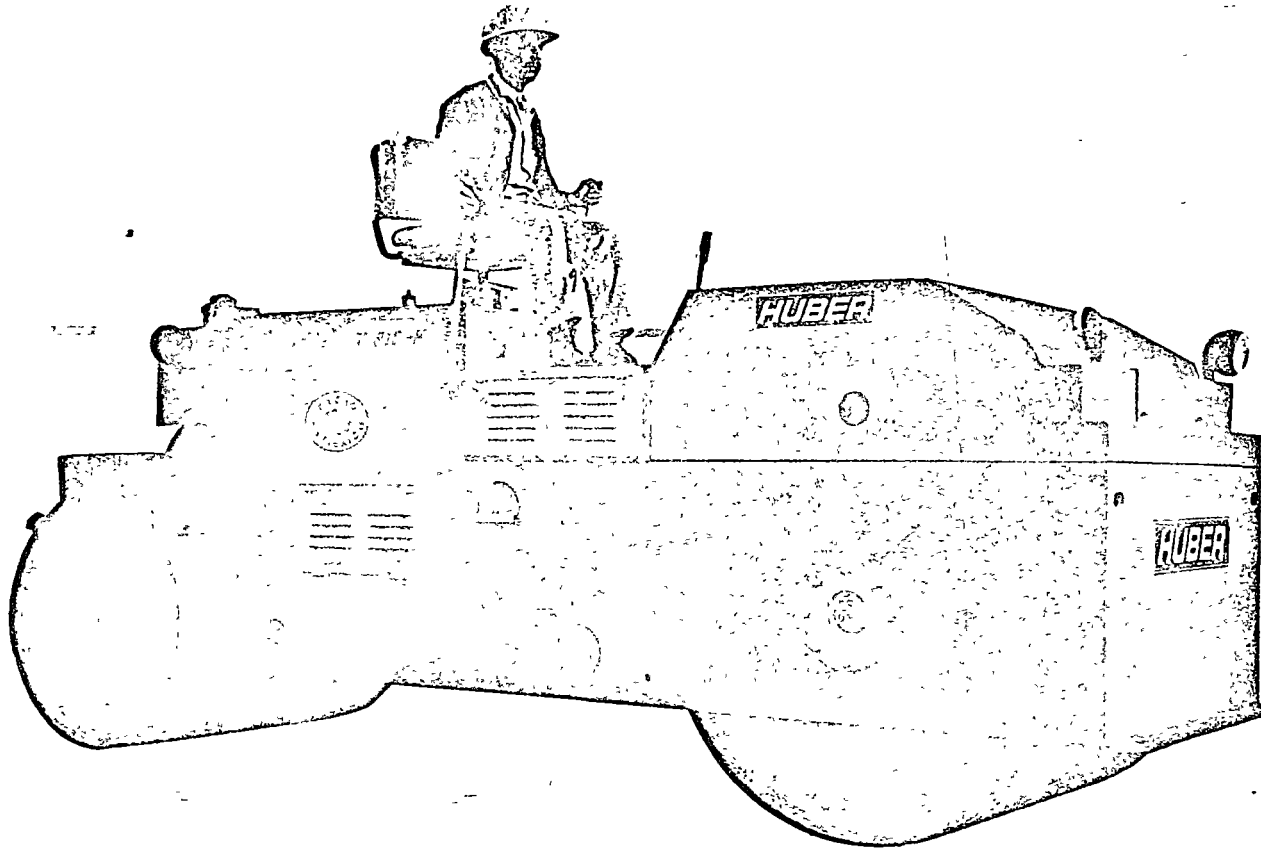


FIGURA No. 1. ESTÁTICO, AUTOPROPULSADO, DE RODILLOS METÁLICOS.

Compactador estático de dos rodillos metálicos tándem, de 7,350 kilogramos de peso neto sin lastre, y 9,355 kilogramos con lastre. Accionado por un motor diesel de 73 HP a 2,250 RPM.

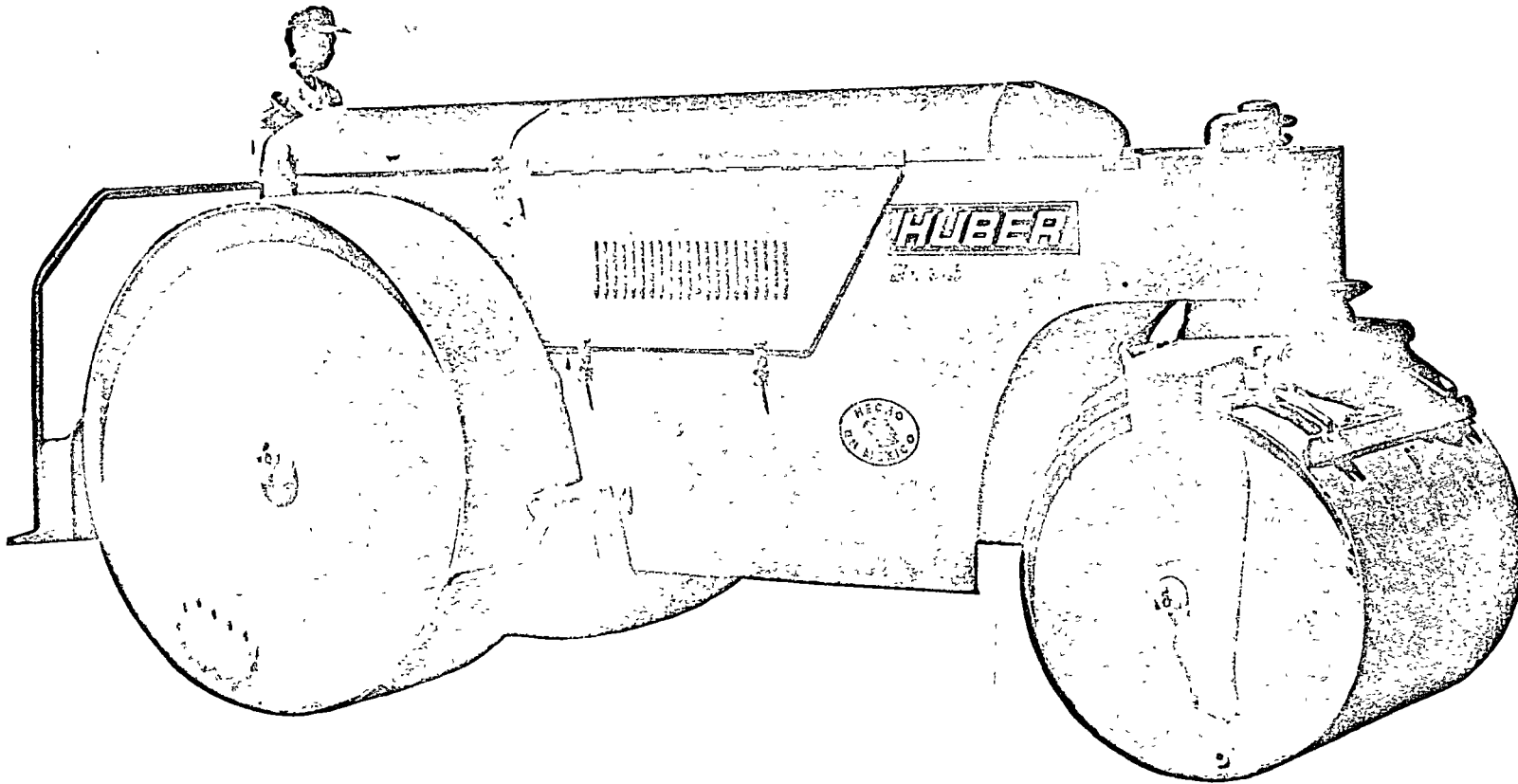


FIGURA No. 2.- ESTATICO, AUTOPROPULSADO, DE RODILLOS METALICOS

Compactador estático de tres rodillos metálicos, de 9,225 kilogramos de peso neto sin lastre, accionada por un motor de 73 HP.

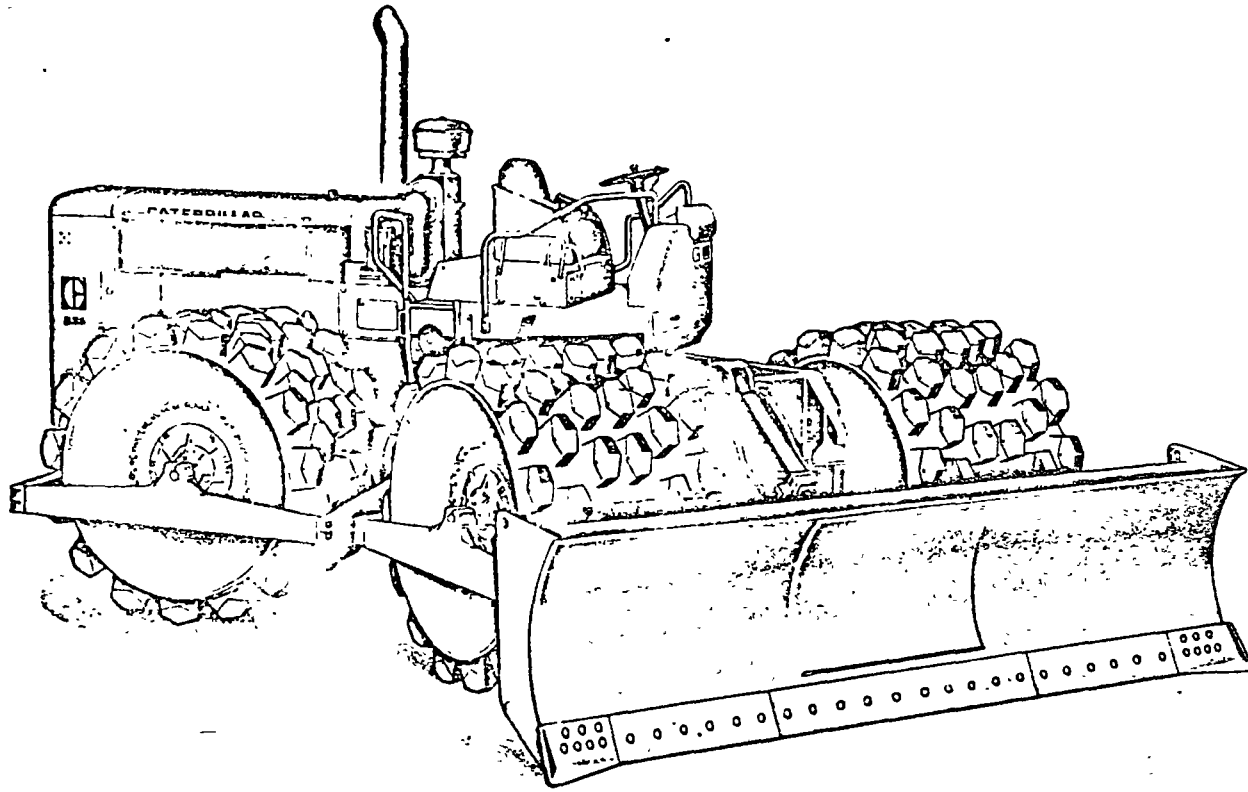


FIGURA No. 3. - ESTÁTICO, AUTOPROPULSADO, DE RODILLOS TIPO ALMOHADILLA.

Compactador estático, autopropulsado de rodillos metálicos de almohadilla, para compactar terracerías y enrocamiento en trabajos donde se requiere elevada capacidad. Peso 36,000 kilogramos, accionado por motor de 400 HP. Equipado con hoja topadora.

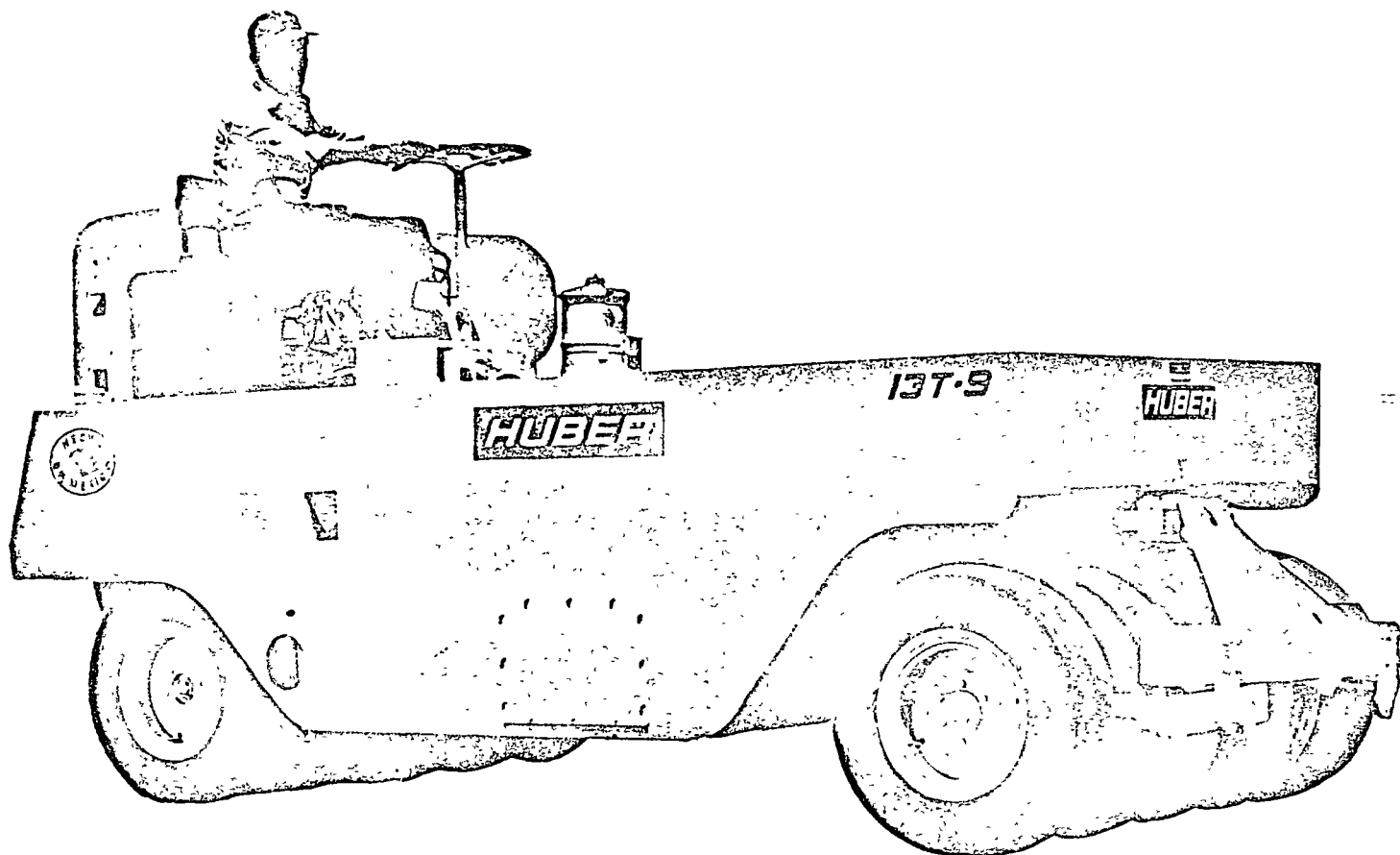


FIGURA No. 4.- ESTATICO, AUTOPROPULSADO, DE NEUMATICOS.

Compactador estático de llantas neumáticas de 4,100 kilogramos de peso neto sin lastre y 11,600 kilogramos de peso con lastre, accionado por un motor de 74 HP.

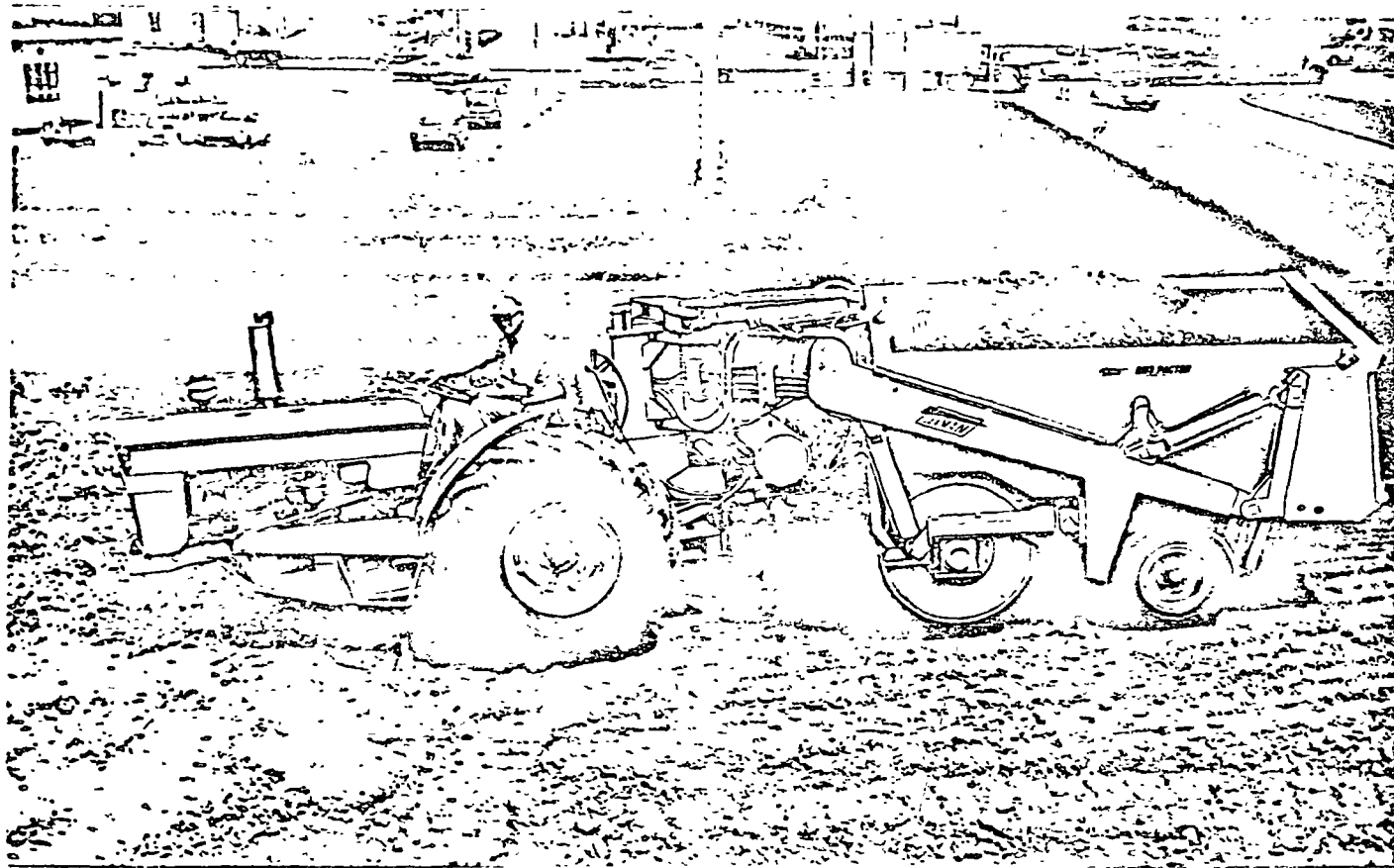


FIGURA No. 5.- ESTATICO, AUTOPROPULSADO, MIXTO.

Compactador estático mixto, de rodillo metálico liso y neumáticos, de 6,500 kilogramos de peso neto sin lastre y 18,000 kilogramos de peso con lastre, accionado por motor de 75 HP.

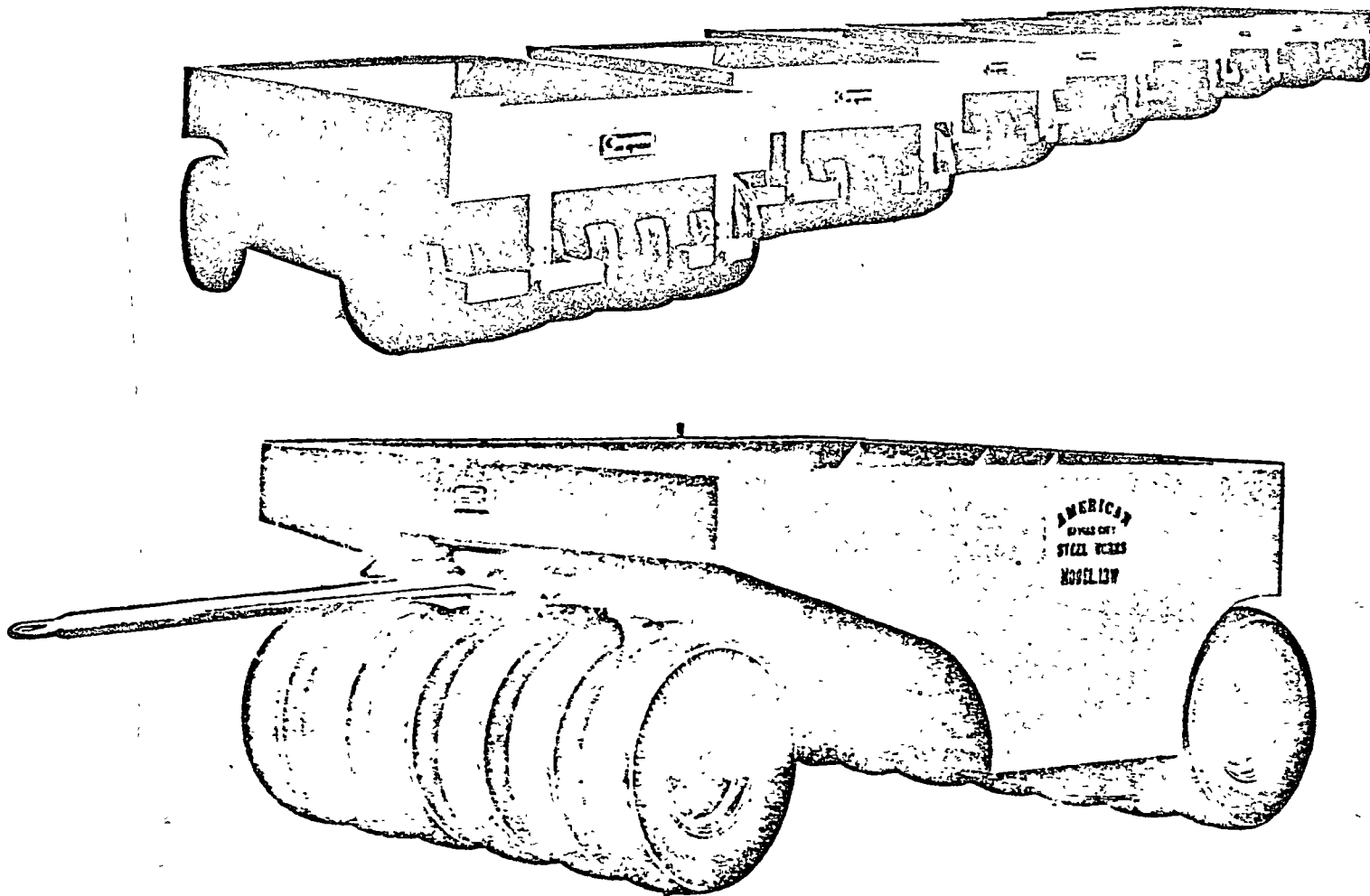


FIGURA No. 6.- ESTATICO, REMOLCADO, DE NEUMATICOS

Compactador remolcado sobre neumáticos de 6 llantas delanteras y 7 llantas traseras, de 11,804 kilo_gramos de pesos con lastre colmado.

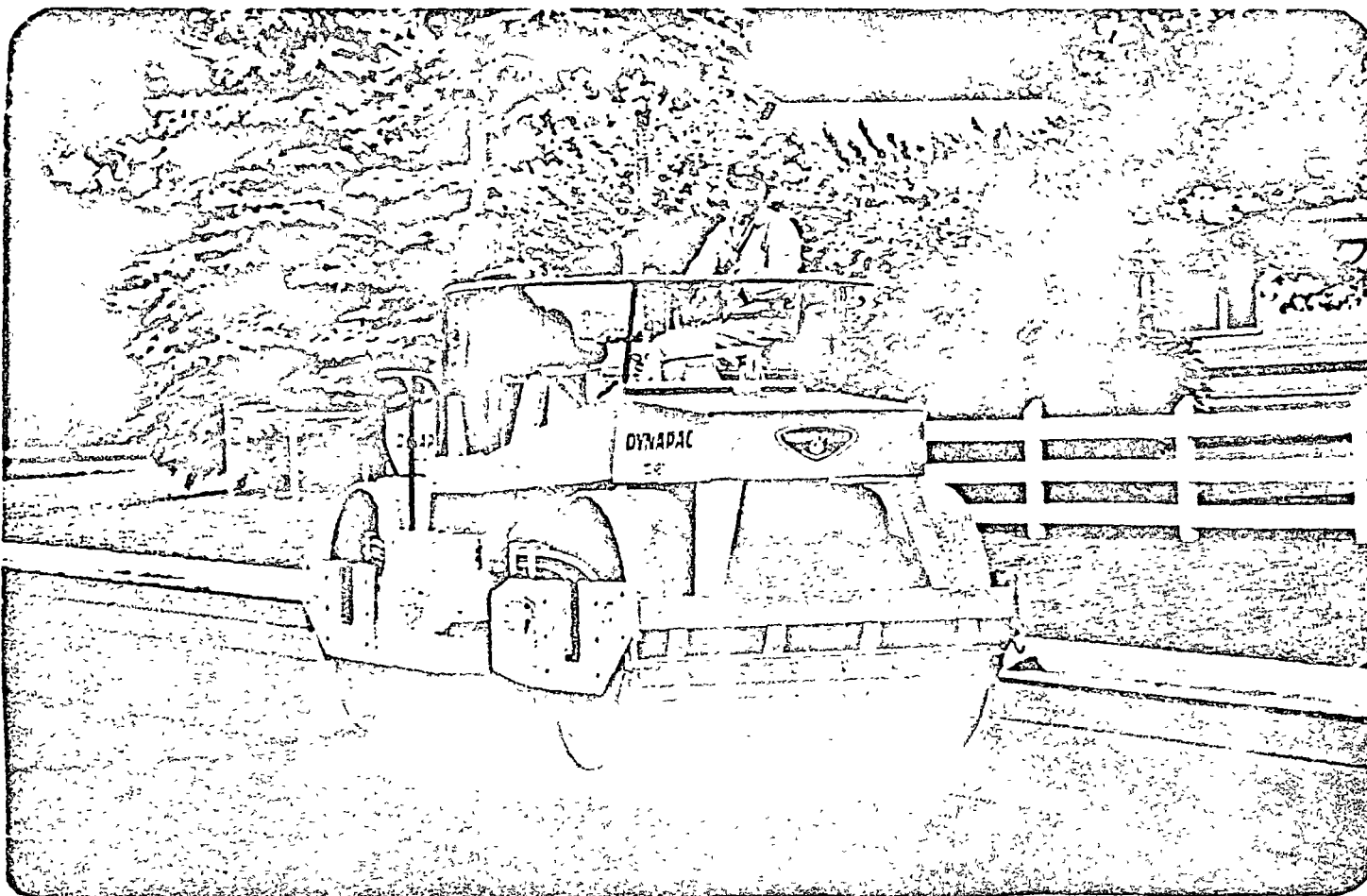


FIGURA No. 7.- VIBRATORIO, AUTOPROPULSADO, RODILLOS LISOS

Rodillo vibratorio autopropulsado de doble rodillo liso, de 9,400 kilogramos de peso, frecuencia de vibración de 2500 vibraciones por minuto, amplitud nominal alta de .8 mm y amplitud nominal baja de .4 mm. Potencia del motor de 124 HP. Aplicación: Compactación de carpetas asfálticas.

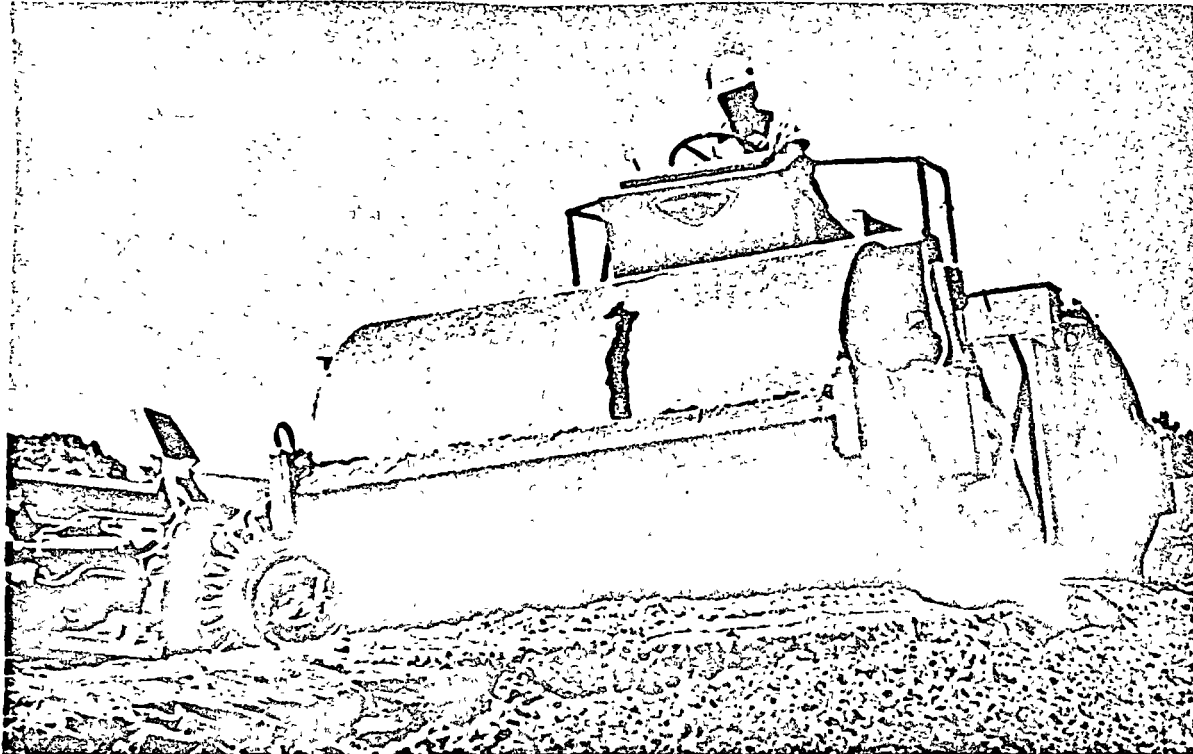


FIGURA No. 8.- VIBRATORIO, AUTOPROPULSADO, RODILLOS LISOS.

Rodillo vibratorio autopropulsado de doble rodillo liso, de 13,500 kilogramos de peso, frecuencia de vibración de 1700 vibraciones por minuto.

Potencia del motor: 154 HP.

Aplicación: Compactación de materiales de base y sub-base.

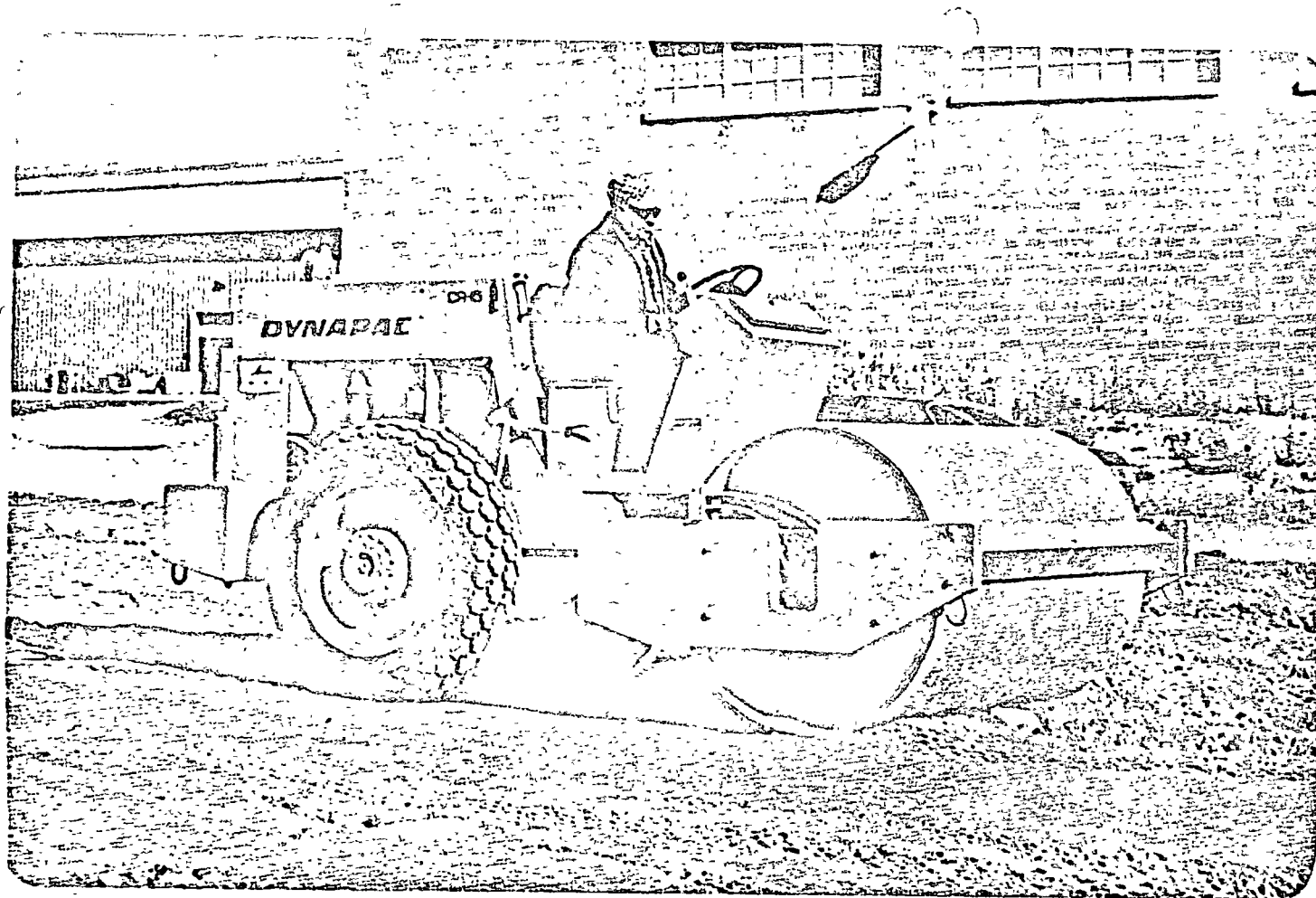


FIGURA No. 9.- VIBRATORIO, AUTOPROPULSADO, RODILLO LISO Y NEUMATICOS DE TRACCION

Rodillo vibratorio autopropulsado tipo liso, con neumáticos de tracción, de 5,730 kilogramos de peso, frecuencia de 1750 vibraciones por minuto, amplitud nominal de 1.6 mm. y fuerza centrífuga de 10,000 kilogramos a 1750 vpm. Diámetro del tambor de 1220 mm. y ancho del tambor de 1,675 mm.

Aplicación: Compactación de materiales de base y sub-base.

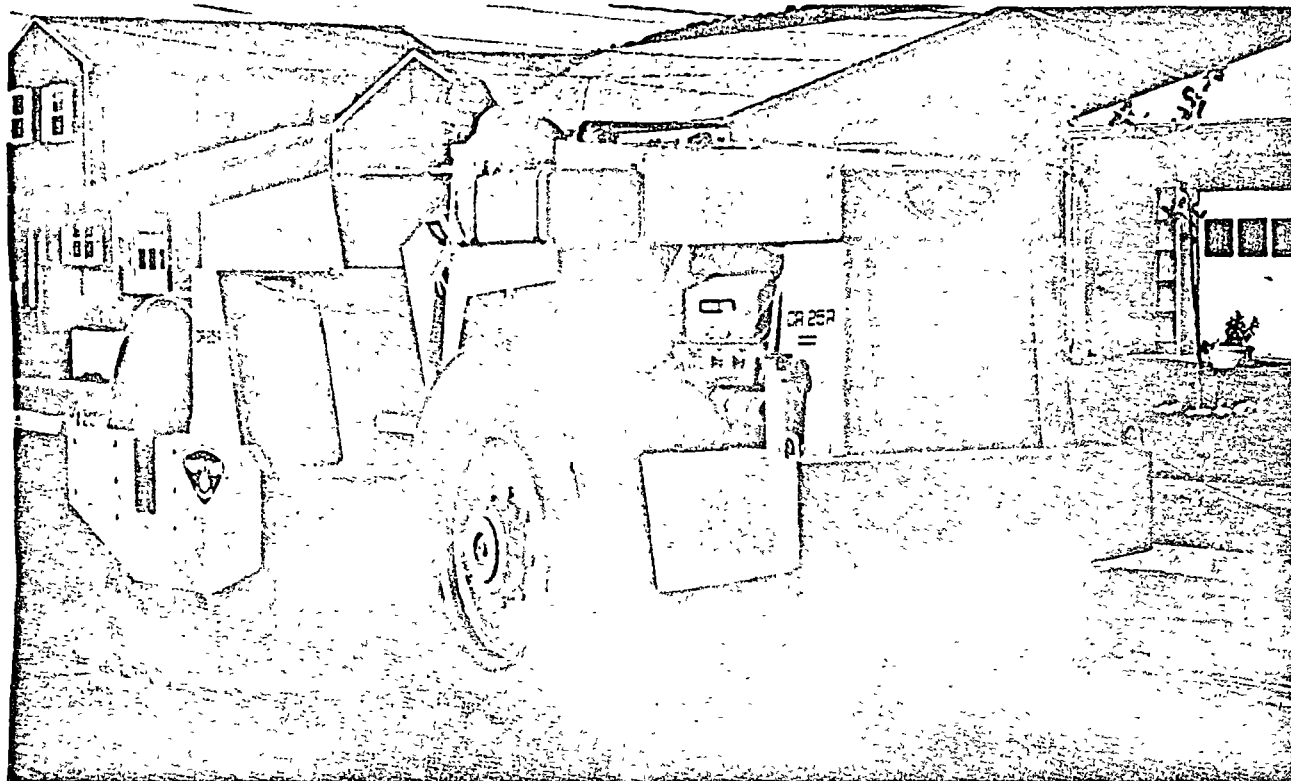


FIGURA No. 10.- VIBRATORIO, AUTOPROPULSADO, DE RODILLO LISO Y NEUMATICOS LISOS.

Rodillo vibratorio autopropulsado tipo liso, de 9,300 kilogramos de peso, alta frecuencia de 2,400 vibraciones por minuto, potencia del motor: 125 HP, con neumáticos lisos.

Aplicación: Compactación de carpetas asfálticas.

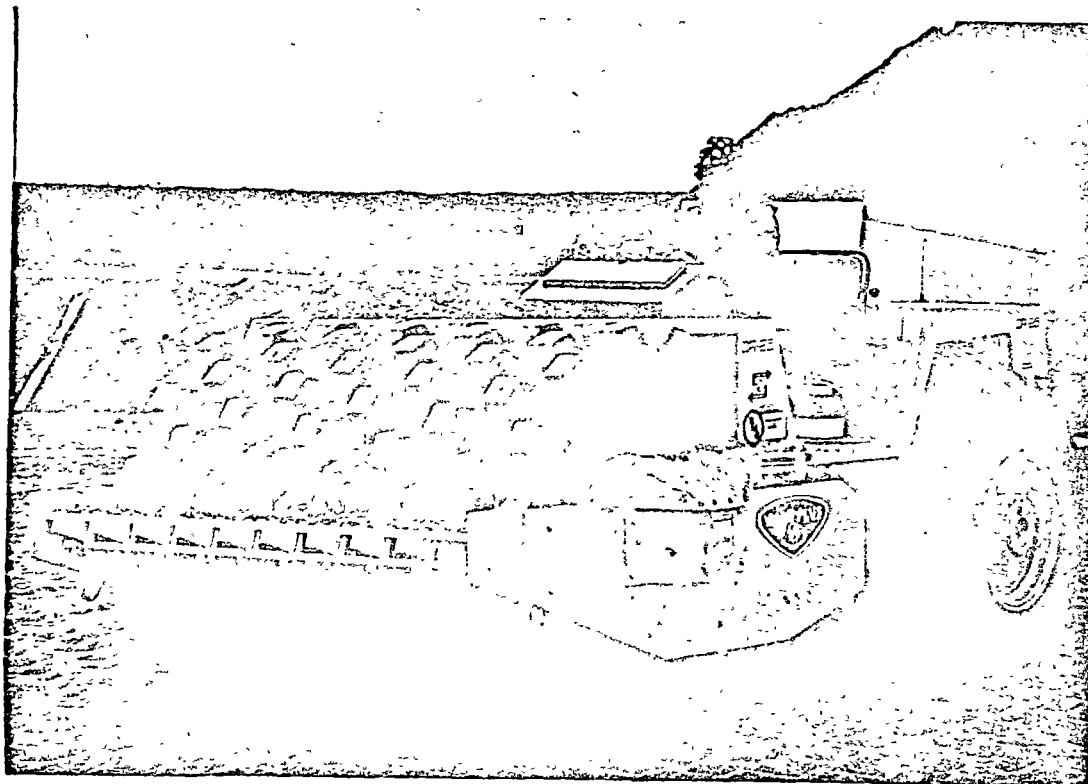


FIGURA No. 11.- VIBRATORIO, AUTOPROPULSADO, DE RODILLO TIPO ALMOHADILLA Y NEUMATICOS DE TRACCION.

Rodillo vibratorio autopropulsado tipo de almohadillas, de 11,000 kilogramos de peso, frecuencia de 1,700 vibraciones por minuto. Neumáticos de tracción. Potencia del motor: 125 HP.

Aplicación: Compactación de materiales cohesivos (arcillas).

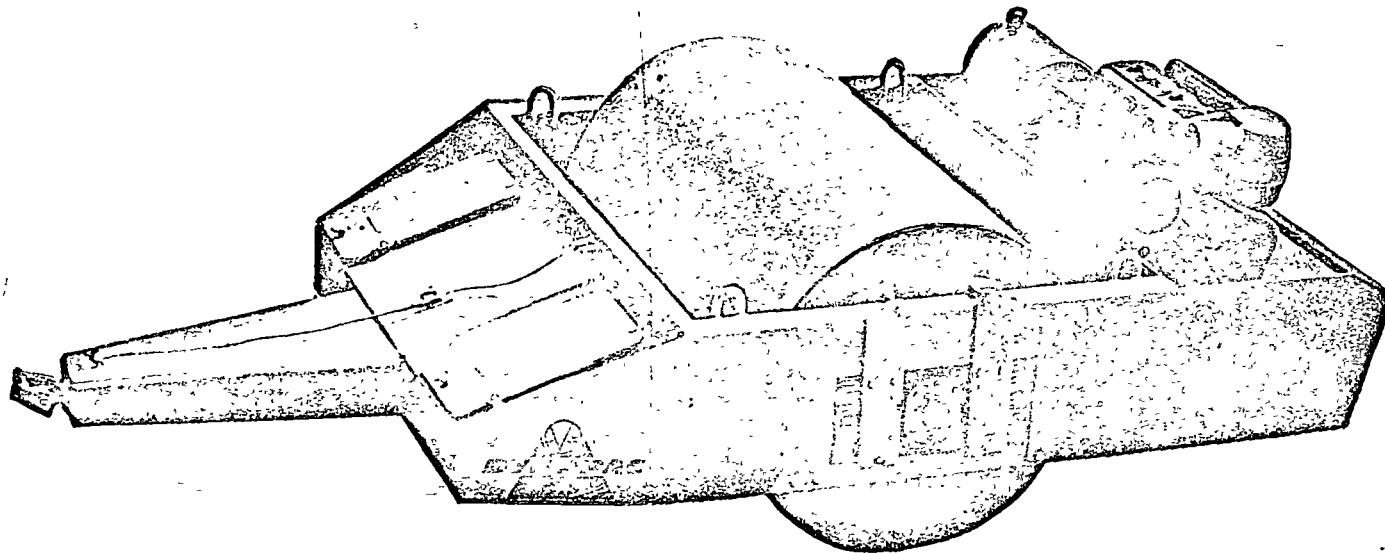


FIGURA No. 12.- VIBRATORIO, REMOLCADO, DE RODILLO LISO.

Rodillo vibratorio remolcado, tipo liso, de 4,600 kilogramos de peso, frecuencia de vibración de 1400 a 1600 vibraciones por minuto. Motor de 37 HP.

Aplicación: Compactación de materiales granulares.

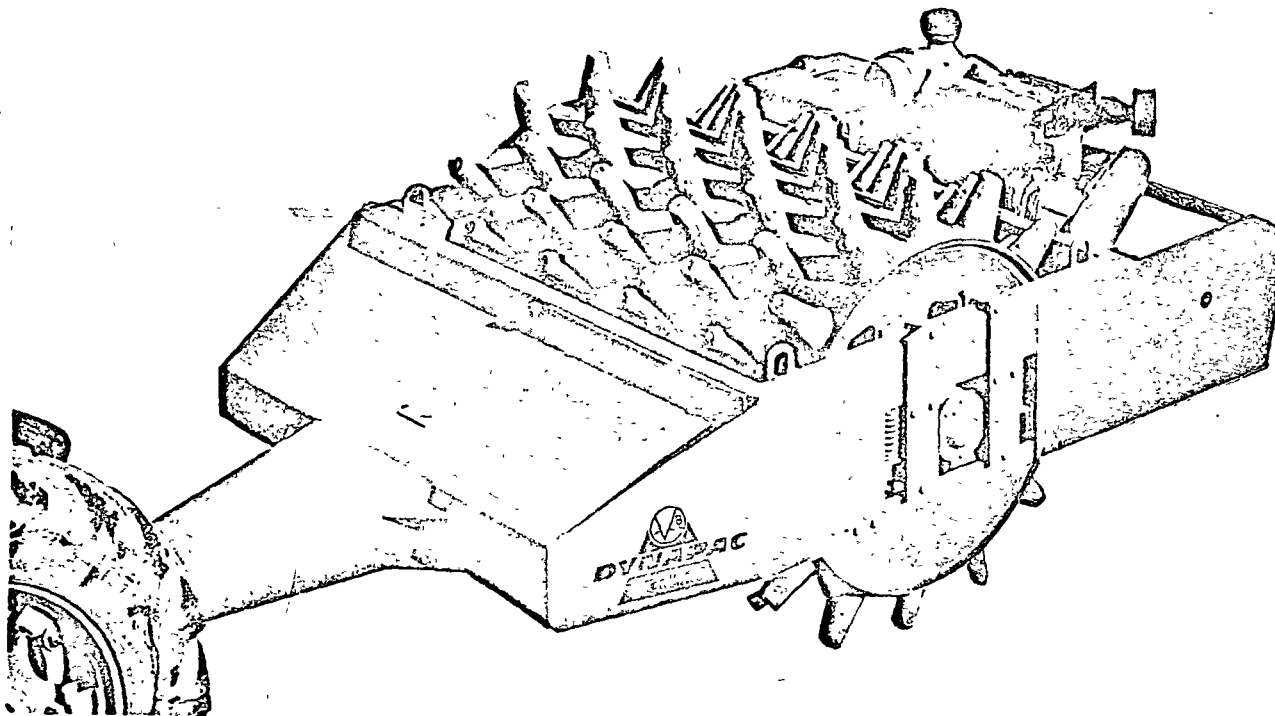


FIGURA No. 13.- VIBRATORIO, REMOLCADO, DE RODILLO PATA DE CABRA.

Rodillo vibratorio remolcado, tipo pata de cabra, de 5,500 kilogramos de peso, frecuencia de vibración de 1400 a 1600 vibraciones por minuto. Motor de 37 HP.

Aplicación: Compactación de suelos cohesivos y arcillas.

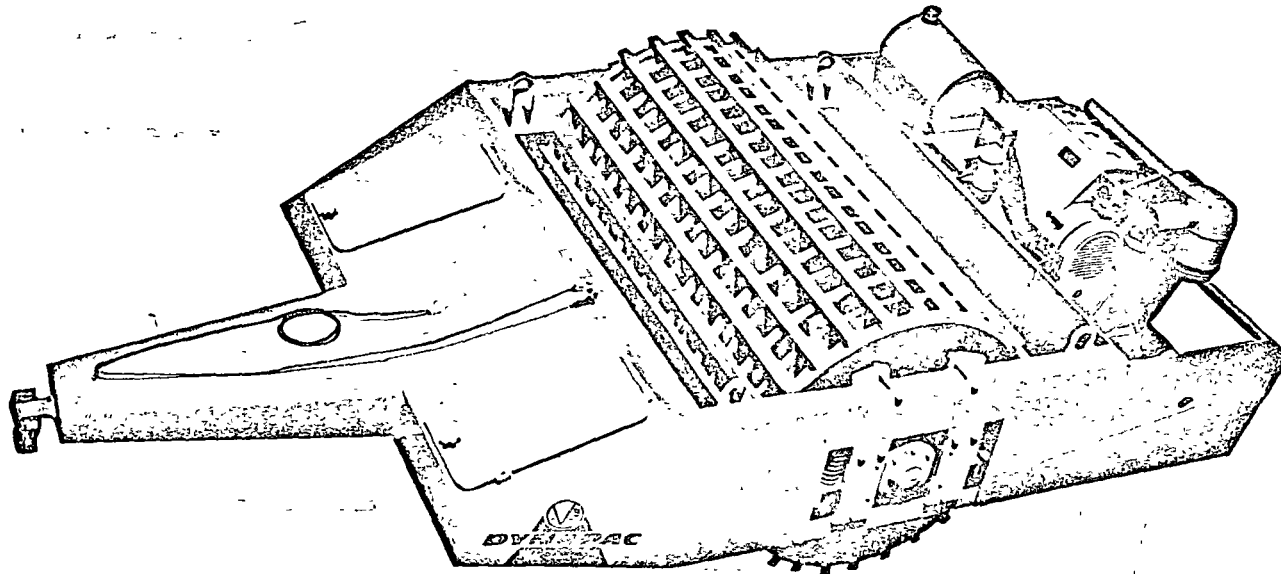


FIGURA No. 14. VIBRATORIO, REMOLCADO, DE RODILLO DE REJA.

Rodillo vibratorio remolcado, tipo de reja, de 5,670 kilogramos de peso, frecuencia de vibración de 1400 a 1600 vibraciones por minuto. Motor de 37 HP.

Aplicación: Disgregador de terrones.

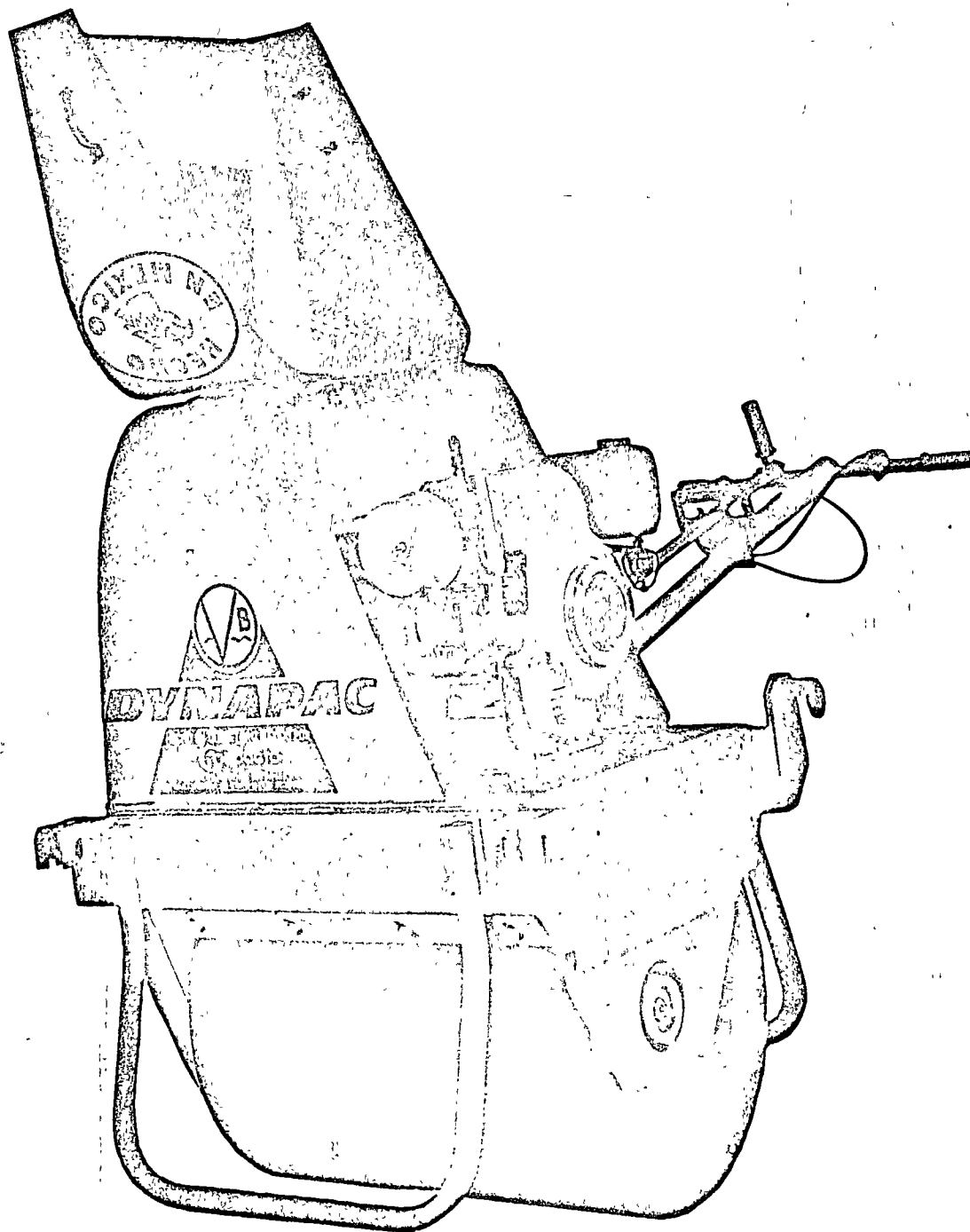


FIGURA No. 15.- VIBRATORIO, MANUAL, DE RODILLO.

Rodillo vibratorio manual, tipo liso, de 439 kilogramos de peso, frecuencia de vibración de 3,300 vibraciones por minuto. Motor de 7 H.P.

Aplicación: reparación de pavimentos, rellenos de zanjas, plantillas de cimentación.



FIGURA # 16:- VIBRATORIO, MANUAL DE PLACA.- Compactador manual de placa, de 135 kilogramos de peso, frecuencia de vibración de 4,500 vibraciones por minuto. Motor de 7 HP.

-- Aplicación:-- Compactación de rellenos en zanjas.

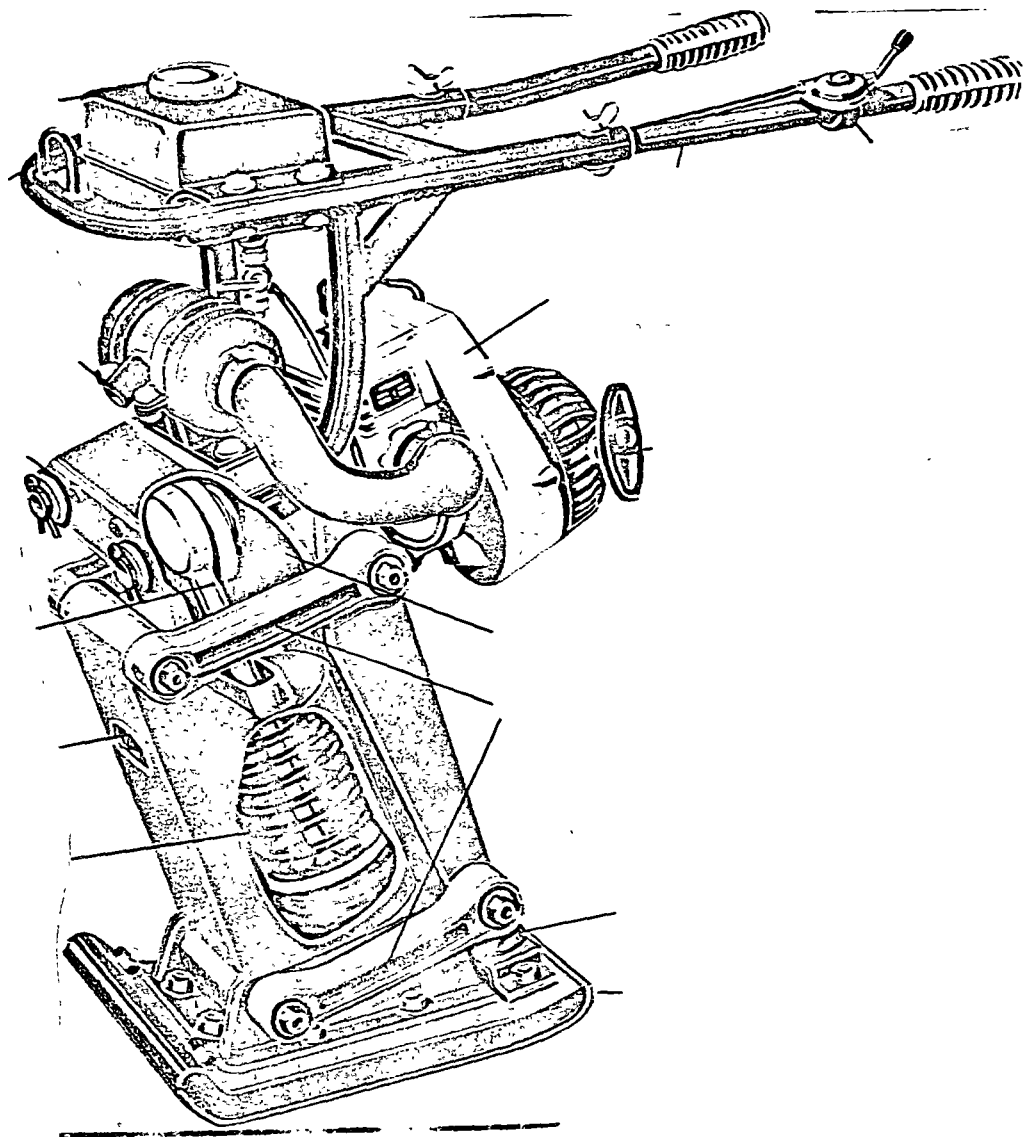
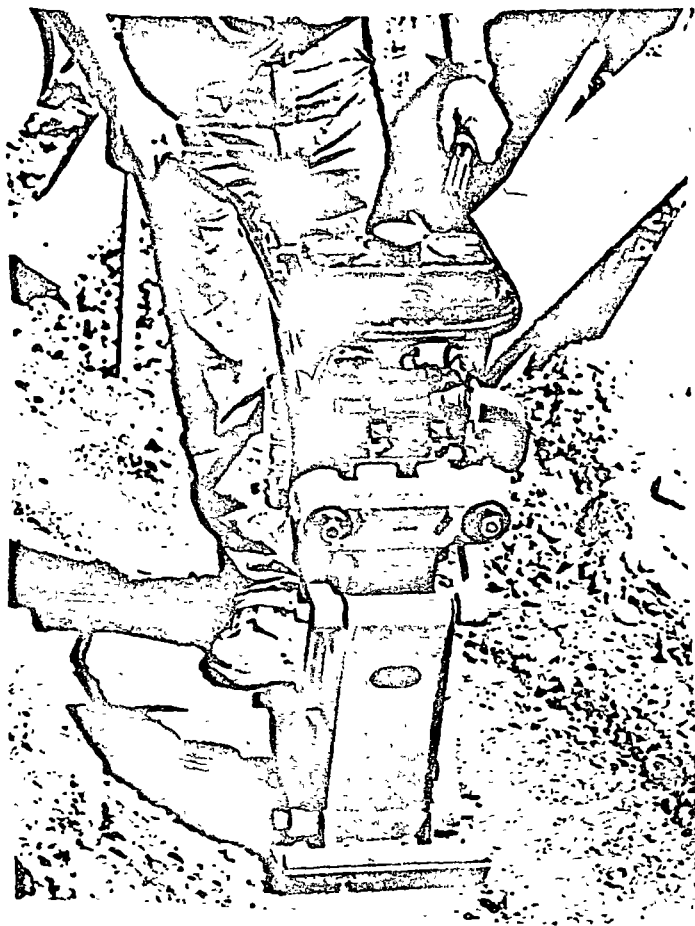


FIGURA # 17:- VIBRATORIO, MANUAL, DE PERCUSION (BAILARINA).- Compactador vibratorio manual de impacto (bailarina), de 70 kilogramos de peso, motor de gasolina de 2.5 HP, frecuencia de vibración de 620 impactos por minuto.

Aplicación: - Compactación de rellenos de tuberías, y de sitios cerca de muros.

A N E X O S : -

Copia de capítulos seleccionados de los siguientes libros:-

"MANUAL ON VIBRATORY COMPACTION OF SOIL AND
ROCK FILL"

POR LARS FORSSBLAD

o

"COMPACTACION EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS"

POR GEORGES ARQUIE .

2. FUNDAMENTALS OF SOIL COMPACTION

The following factors are the most important for the result of a compaction job:

1. Type of soil
2. Water (moisture) content of the soil
3. Compaction effort determined by the type of compactor, its speed and number of passes and also by the layer thickness.

Influence of water (moisture) content, definitions

When a soil material is compacted according to the same procedure at different water contents the resulting density will very much depend on the water content of the soil. The relationship between density and water content is usually shown graphically, Fig. 2.1. The density is here always calculated as the dry density defined in Fig. 2.2.

At an optimum water content the largest dry density is obtained. With a completely dry soil material it is also possible to obtain a large density, but the natural soil materials contain with few exceptions a certain amount of water. Internal friction and adhesion between the particles prevent compaction, compare also Section 6. These forces decrease when the water content successively is increased to the optimum water content.

If the amount of water is increased over the optimum water content, the soil will be still more easy to compact. For soils with low permeability, however, an excess of water is obtained and during the comparatively short period of compaction this excess water is not drained out. The pores in the soil will be completely filled with water which prevents further compaction. In this way an increasing water content over the optimum results in a decreasing density, as shown by the lower curve in Fig. 2.1 (the typical compaction curve).

When very permeable soils such as free-draining types of gravel and sand are compacted the water is pressed out of the soil when the particles are redistributed to a higher density during compaction. An efficient compaction can in this way be obtained also when the soil has a high water content before compaction and the compaction curve will end at the optimum value as shown by the upper curve in Fig. 2.1.

A number of laboratory compaction tests have been developed to determine the optimum water content and the corresponding maximum dry density ($\gamma_{d \max}$), see Section 5. The maximum dry density obtained at the laboratory compaction test is used as a reference density value for the actual soil.

For a given compaction job the minimum field density is specified to be, for example, 95 per cent of $\gamma_{d \max}$. It can also be said that the specified "degree of compaction" in this case is 95 per cent. See also Section 5. Specifications, laboratory and field tests.

$$\text{Degree of compaction} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} \times 100 \text{ per cent}$$

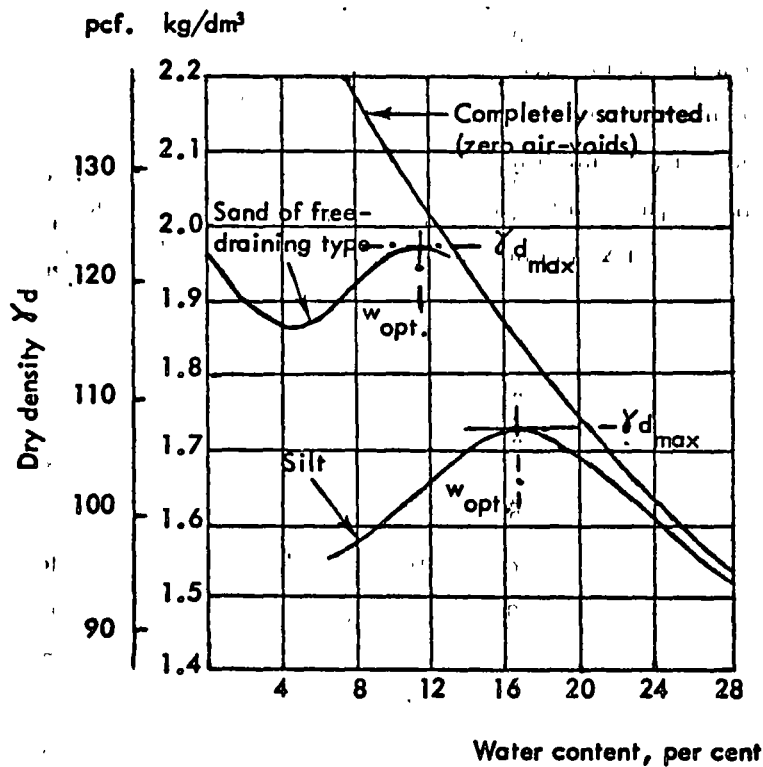
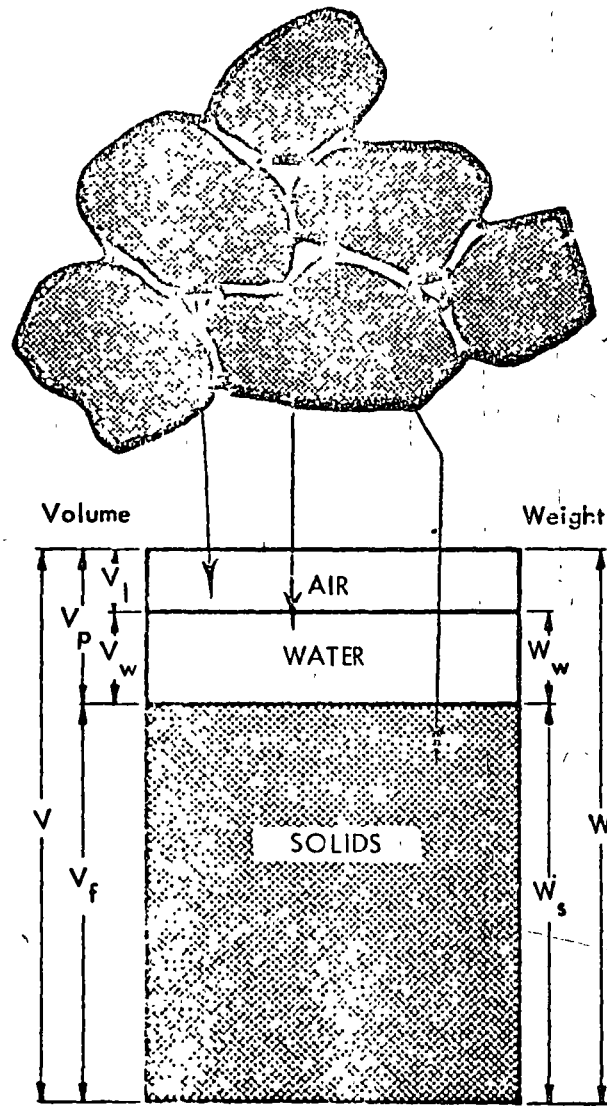


Fig. 2.1 Relationships between dry density and water content for two types of soil; sand of free-draining type (upper curve) and silt (lower curve).



Water content: $w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \text{ per cent}$

Dry density: $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$

Porosity: $n = \frac{V_v}{V} \times 100 \text{ per cent}$

Void ratio: $e = \frac{V_p}{V_f}$

Fig. 2.2 Fundamental definitions

3. SOIL CLASSIFICATION

As the properties of soils show so very wide variations, it is necessary for the soil engineer to be able to classify the different types of soils which are to be used as fill; sub-base and base materials in highways and air-fields, in earth-dams etc.

The classification according to the grain-size distribution is well-known to all soil and civil engineers. The two most widely accepted grain size classifications are given below:

European system

Type	Grain size, mm		
Gravel		60 - 2.1)	} Non-cohesive
Sand	Coarse	2 - 0.6	
	Medium	0.6 - 0.2	
	Fine	0.2 - 0.06	
Silt		0.06 - 0.002	} Cohesive
Clay		< 0.002	

U.S. system

Type	Grain size		
Gravel	Coarse	3 - 3/4 in.	} Non-cohesive
	Fine	3/4 in. - No. 4 sieve	
Sand	Coarse	No. 4 - No. 10 "	
	Medium	No. 10 - No. 40 "	
	Fine	No. 40 - No. 200 "	
Silt (non-plastic) and clay (plastic)		< No. 200 (0.075 mm) sieve	

Some gradation curves are shown in Fig. 3.1. The gradation curve indicates if the soil is uniformly graded or well-graded.

The uniformly graded soils have a coefficient of uniformity ($C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$) less than 4.

1) 60-2 mm in Germany, 38-2 mm in U.K. and 20-2 mm in France.

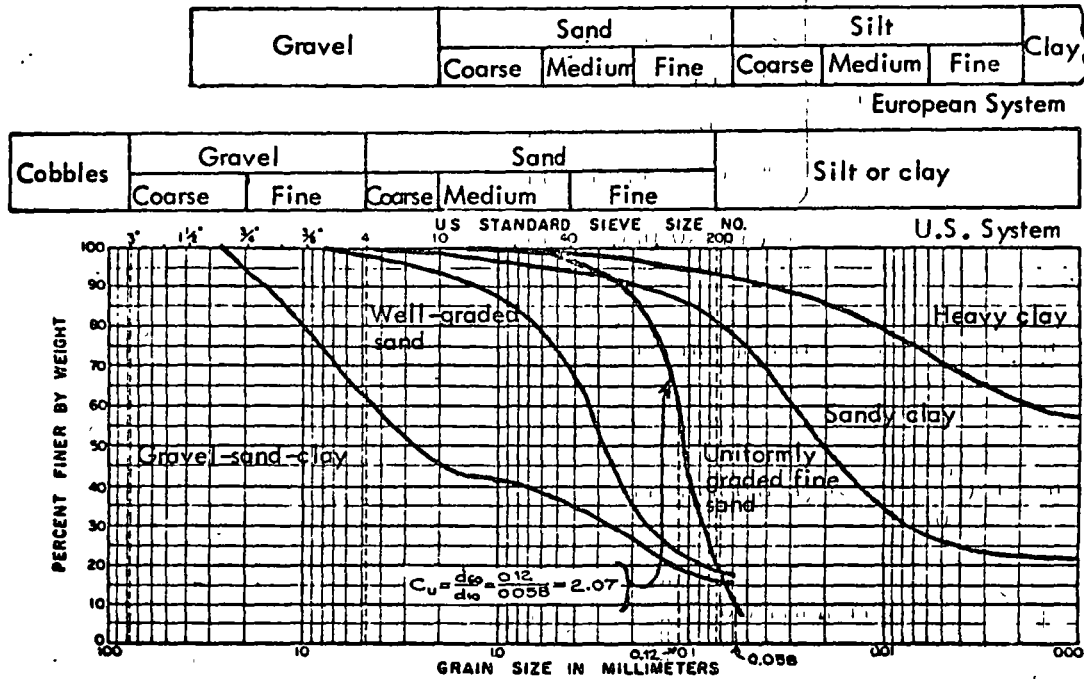


Fig. 3.1. Examples on gradation curves. This type of graph is used in USA. In Europe the corresponding graph shows the small particles to the left and the large particles to the right.

Particles too small to be seen individually with the naked eye are whether silt or clay, collectively referred to as fines.

Rock, gravel, and sand can be identified by ocular inspection and more exactly by sieve analysis.

Silt and clay have to be identified by special tests

The soil particles have in this case more or less the same size.

Well-graded soils have a coefficient of uniformity (C_u) larger than 4. In this case the voids between larger particles are filled with smaller particles and the well-graded soil will give a more stable fill than a uniformly graded soil.

Another very important factor given from the gradation curve is the amount of fine-grained particles smaller than sieve No. 200 (silt and clay). The percentage of fines has a very decisive influence on the properties of the soil with reference to compaction, frost action, bearing capacity, etc.

Consistency tests on cohesive soils to determine liquid limit, plastic limit and plasticity index are very commonly used. The tests are described in Section 5. Clays can generally be separated from silts by the field identification tests described in Section 5.

The two most common methods for a detailed classification of soils are:

1. The Unified Soil Classification System used by the Corps of Engineers, Bureau of Reclamation and others, Table 3.1. The Unified System places soils in 15 groups identified by names and letter symbols. Coarse grained soils are defined as soils with more than 50 per cent of the material larger than the No. 200 sieve.
2. The AASHO-method established by the American Association of State Highway Officials (AASHO), Table 3.2. In the AASHO-system, soils having approximately the same load-bearing capacity are grouped in seven basic groups designated as A-1 to A-7. The best soils for highway sub-grades are classified as A-1, the next best as A-2 and so on.

A third system, the Federal Aviation Agency (FAA) method classifies soils in the order of their values as sub-grades for air-field pavements. Currently thirteen groups E-1 to E-13 are recognized.

Table 3.1. The Unified Soil Classification System

Major Divisions		Group Symbols	Typical Names	Field Identification Procedures (Excluding particles larger than 3 inches and having fractions on estimated weights)					
1	2	3	4	5					
Coarse-grained Soils More than half of material is larger than No. 200 sieve size.	Gravels More than half of coarse fraction is larger than No. 4 sieve size. Gravels with Fines (Appreciable amount of fines)	Clean Gravels (Little or no fines)	GW	Well graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.	Wide range in grain sizes and substantial amounts of all intermediate particle sizes.				
			GP	Poorly-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.	Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing.				
			GM	Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures.	Nonplastic fines or fines with low plasticity (for identification procedures see ML below).				
			GC	Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures.	Plastic fines (for identification procedures see CL below).				
	Sands More than half of coarse fraction is smaller than No. 4 sieve size. Sands with Fines (Appreciable amount of fines)	Clean Sands (Little or no fines)	SW	Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines.	Wide range in grain sizes and substantial amounts of all intermediate particle sizes.				
			SP	Poorly-graded sands, gravelly sands, little or no fines.	Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing.				
			SM	Silty sands, sand silt mixtures.	Nonplastic fines or fines with low plasticity (for identification procedures see ML below).				
			SC	Clayey sands, sand-clay mixtures.	Plastic fines (for identification procedures see CL below).				
		Silt and Clays Liquid limit less than 50	Silt and Clays Liquid limit greater than 50				Identification Procedures on Fraction Smaller than No. 40 Sieve Size		
							Dry Strength (Crushing characteristics)	Dilatancy (Reaction to shaking)	Toughness (Consistency near PL)
ML	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands or clayey silts with slight plasticity.			None to slight	Quick to slow	None			
CL	Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays.			Medium to high	None to very slow	Medium			
OL	Organic silts and organic silty clays of low plasticity.			Slight to medium	Slow	Slight			
MH	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts.			Slight to medium	Slow to none	Slight to medium			
CH	Inorganic clays of high plasticity, fat clays.			High to very high	None	High			
OH	Organic clays of medium to high plasticity, organic silts.	Medium to high	None to very slow	Slight to medium					
Highly Organic Soils		Pt	Peat and other highly organic soils.	Readily identified by color, odor, spongy feel and frequently by fibrous texture.					

The tests mentioned in the table are described in section 5.

Table 3.2. The AASHO Soil Classification System

General Classification	Granular Materials (35% or less passing No. 200)							Silt-Clay Materials (More than 35% passing No. 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Group Classification	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5; A-7-6
Sieve Analysis: Percent passings: No. 10 No. 40 No. 200	50 Max. 30 Max. 15 Max.	50 Max. 25 Max.	51 Min. 10 Max.	35 Max.	35 Max.	35 Max.	35 Max.	36 Min.	36 Min.	36 Min.	36 Min.
Characteristics of fraction passing No. 40: Liquid Limit Plasticity Index	6 Max.		N.P.	40 Max. 10 Max.	41 Min. 10 Max.	40 Max. 11 Min.	41 Min. 11 Min.	40 Max. 10 Max.	41 Min. 10 Max.	40 Max. 11 Min.	41 Min. 11 Min.
Group Index	0		0	0		4 Max.		8 Max.	12 Max.	16 Max.	20 Max.
Usual Types of Significant Con- stituent Materials	Stone Fragments Gravel and Sand		Fine Sand	Silty or Clayey Gravel and Sand				Silty Soils		Clayey Soils	
General Rating as Subgrade	Excellent to Good							Fair to Poor			

Plasticity index of A-7-5 subgroup is equal to or less than LL minus 30. Plasticity index of A-7-6 subgroup is greater than LL minus 30 (see figure V-2). Group index should be indicated to the nearest whole number in parentheses after group symbol (A-2-6(3), A-4(5), etc.). Classification Procedure: With the required test data, proceed from left to right on above chart, and correct group will be found by the process of elimination. The first group from left into which the test data will fit is the correct classification.

It has been difficult, however, to use the existing soil classification systems to decide the most suitable compaction method and type of compaction equipment.

Broms and Forsblad have for this reason proposed the following classification system to be used with reference to compaction.

Soil classification system with reference to compaction

- I. Rock fill and granular soils with large stones and boulders¹⁾
- II. Sand and gravel¹⁾
 - A. Well-graded
 - B. Uniformly graded
- III. Silt, silty soils, etc.
 - A. Silty sand, silty gravel, moraines
 - B. Silt and sandy silt, clayey sand, clayey gravel
- IV. Clay
 - A. Clay with low or medium strength²⁾
 - B. Clay with high strength³⁾

1) With less than 5 to 10% of material smaller than 0.06 mm. In practice the size 0.074 mm (No. 200 sieve) is, however, often used.

2) Unconfined compressive strength $< 20 \text{ t/m}^2$ (2.0 tons/sq.ft.)

3) Unconfined compressive strength $> 20 \text{ t/m}^2$ (2.0 tons/sq.ft.)

The proposed system of classification should be relatively simple to use. It is necessary to determine the grain size distribution curves of the soils in Groups I, II and III. For soils in Group IV the strength has to be determined by, for example, a laboratory test of the unconfined compressive strength. A vane- or penetrometer field test could also be used. Strength should be measured at the water content which will be applicable during compaction.

Groups I and II consisting of boulders, stone, gravel or sand are non-cohesive soils with high permeability. When such soils are compacted the excess water can be forced out. The surface of the compacted fill will not be soft and springy, even if the soil is compacted at high water content. Soils belonging to groups I and II have a high load-bearing capacity, when compacted and they are not susceptible to water-saturation and to frost action. They are in this way usually to prefer as filling materials. Generally speaking they are relatively easy to compact.

The best compaction is obtained at optimum water content or when the materials are fully saturated with water. A good compaction can, however, in some cases also be obtained when the soils are completely dry, compare Fig. 2:1.

A small amount of fines (silt and clay size materials) can be accepted in the soils belonging to group I and II. Experiences from the Scandinavian countries indicate that max. 10% of material passing sieve No. 200 generally can be accepted. The maximum percentage of fines varies, however, depending on the particle size and other properties of the material smaller than sieve No. 200, and a maximum percentage of fines of 5 to 10% is therefore indicated in the proposed classification system.

Groups III and IV are generally well-graded soils with a high content of fines. The degree of compaction which can be reached for these soils is highly dependent of the water content. If a high degree of compaction is required the water content should not differ considerably from the optimum water content. The water content is also of great importance with respect to the strength and compaction properties of the soils.

To compact fine-grained, cohesive soils belonging to groups III and IV, compaction machines with high static or dynamic contact pressures are required to overcome the shear resistance of the soil. It is also necessary to work with limited layer thicknesses.

The proposed classification system does not include organic soils, which as a rule are not used in compacted fills.

6. PRINCIPLES OF SOIL COMPACTION

Very simplified the different principles for soil compaction are:

- Static pressure
- Kneeding
- Impact
- Vibration

Static smooth wheel rollers, rubber-tired rollers and sheepfoot rollers work mainly by a static pressure on the soil surface. Rubber-tired rollers and sheepfoot rollers combine the static pressure with a kneeding effect. Because of the internal friction of the soils a static pressure has a limited compaction capability and effect in depth. Especially in granular soils an increased static pressure results in a locking effect between the particles depending on the fact that the internal friction increase when the pressure forces acting between the particles are increased.

Impact provides a greater force on the ground surface and a greater effect in depth than a static pressure. Explosion type rammers and vibrating tampers work on the impact principle. They have a very good compaction effect but their capacity measured in compacted volume per hour is limited.

Vibrating rollers and vibrating plate compactors work with a rapid succession of impacts against the surface of the ground, between 700 and 5000 vibrations per minute depending on the type of machine. From the surface pressure waves are going down in the soil. The particles are set in motion and in a state of motion the internal friction is virtually eliminated. The special effect of vibration is obtained that the particles during a state of motion are relocated and compacted to a very high density. During the rather free motion of the particles small grains can fill up the spaces between larger grains and all the particles can find such positions that the void volume will be as low as possible.

- The compaction by vibration makes it possible to obtain higher densities than with static compaction, especially on rock fill, gravel and sand.
- The principle of dynamic compaction makes it possible to work with much smaller and lighter compactors than static rollers.

- The penetrating effect of dynamic compaction makes it possible to usually work with higher lifts than with static compactors.
- With every pass over the surface a vibratory compactor transmits a number of impacts to the ground. A static roller gives only one pressure cycle with each pass. Vibration can in this way often give compaction with fewer passes than static rollers.

You can often feel how the heavy road traffic produces forceful vibrations in the ground. Dynamic soil compaction is, of course, a very advantageous way to avoid future settlements due to dynamic traffic loads.

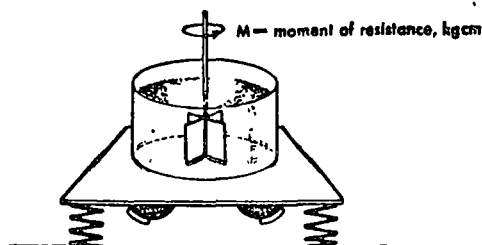
Influence of vibrations on internal friction

The influence of vibration on the internal friction of a soil can be efficiently demonstrated by tests with a vane-borer. Results of measurements with such an equipment to determine the internal friction in different types of soils at rest and during vibration are given in Fig. 6.1. The necessary force to turn around the vane borer when the material was not vibrated, was 6 to 42 times greater than during vibration.

Vibration as a combination of motion and pressure

Vibration without a simultaneous pressure can result in good compaction in some cases - such as concrete or fully water-saturated sand - in which cases the material is consolidated due to the effect of gravity when internal friction is eliminated by vibration. But for all normal soils it is necessary to combine vibration with pressure and shear forces of a certain magnitude. These forces are required to overcome the adhesion or cohesion between the particles which would otherwise prevent the resettlement of the soil. In all soils - also sand and gravel - the water bound to the particles by capillarity creates "elasticities" which hold the particles together, Fig. 6.2. This water bound by capillarity creates an apparent cohesion, which increases with reduced particle size. In clay there is also a large real cohesion due to molecular forces acting between the very small clay particles.

The greater the cohesion, the greater the pressure required to ensure redistribution and compaction of the soil. In sand and gravel, where there is a relatively low apparent cohesion, the state of motion during vibration must be combined with pressure stresses



Material	Water content %	Moment of resistance kgcm		Multiplied mobility due to vibration $\frac{M_1}{M_2}$
		at rest M	under vibration M_1	
Gravel	0	1700	40	42
Sand	10	600	45	13
Moraine	7	800	60	13
Silt	12	150	25	6

Fig. 6.1. Vane borer measurements

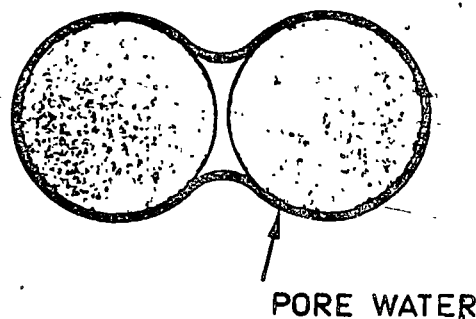


Fig. 6.2. "Elastic ties" of capillary water between soil particles

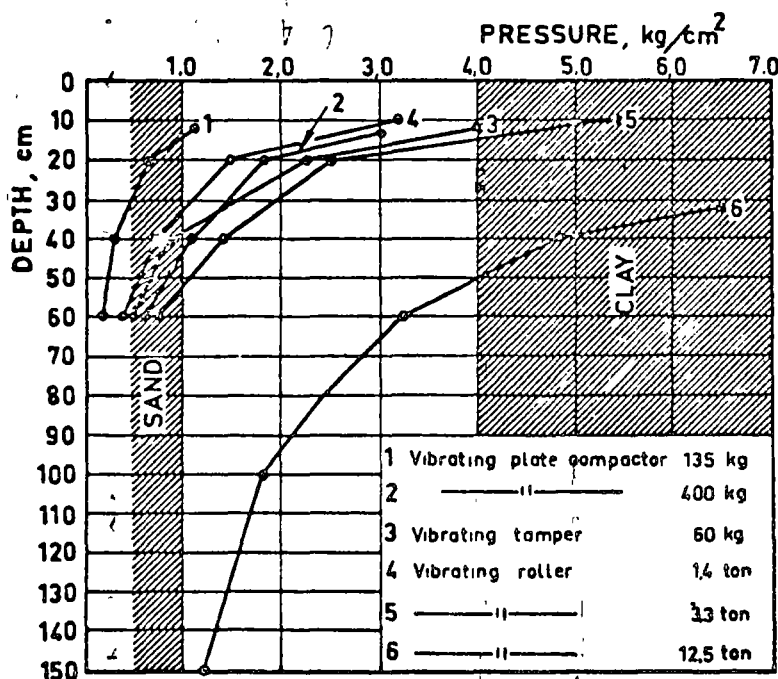


Fig. 6.3. Dynamic pressures at various depth during compaction by vibratory compactors of different types and sizes.

of the order of 0.5 - 1.0 kp/cm² (7 - 14 psi) if good compaction is to result. In clay considerably greater pressure - about 5 kp/cm² (70 psi) - is required, due to the greater cohesion. In both cases the minimum degree of compaction has been taken as 90% Modified AASHO.

Thus in vibratory soil compaction the result achieved is determined by following factors:

1. State of motion of the soil particles. The internal friction is eliminated and conditions are created for an effective compaction of the soil.
2. Pressure and shear stresses generated during compaction. These may be static, due to the weight of the vibrator or the soil, or dynamic in the form of pressure waves generated by the vibrator.

Soil vibration must therefore be regarded as a combination of vibration and pressure. Pressure cells of membrane type have been used to measure the pressures - static and dynamic - created in the soil by vibratory compactors. Fig. 6.3, is a diagram showing the results of pressure measurements made at various depths in the soil below vibratory compactors of various types and sizes.

The lightest type of machine - a vibrating plate compactor weighing 130 kg (300 lb) - compacts sand and gravel effectively in 20 cm (8 in.) layers. Vibrating tampers exert considerably greater pressure than the small plate-type compactors and can therefore be used also for cohesive soils. Tractor-drawn vibrating rollers of 3.3 tons weight can compact sand and gravel in 50 - 60 cm (20 - 24 in.) layers. Clay must be compacted in considerably thinner layers. The heaviest machine, a towed vibrating roller weighing 12.5 tons, exerts pressure of quite a different order to the other machines and can compact rock fill, sand and gravel in layers up to 2 m (80 in.) in thickness.

In practice, there are many types of soils which exhibit both internal friction and some degree of cohesion - silty sand is one example - and the necessary pressure for these soils will be somewhere between the ranges shown in the diagram.

Effect of frequency and amplitude

Results of measurements of the dynamic pressures at a depth of 40 cm (16 in.) under a vibrating roller operating with different frequencies and amplitudes are shown in Fig. 6.4. For medium and heavy weight vibrating rollers the elasticity of soils has an influence on the amplitude and compaction effect. At a certain frequency, the resonance frequency of the system vibrator and soil gives a resonance effect represented by the curve ① in Fig. 6.5. An increasing frequency gives an increase in "vibration intensity" and compaction effect represented by the curve ② in Fig. 6.5. Curve ① and ② together gives the curve ③ representing the relationship between compaction effect and frequency. Thus, it is important for a medium or heavy weight vibrating roller to have a frequency over the resonance frequency for the system vibrator and soil. This frequency is found in the range 1400 to 1600 vibr/min. It is somewhat lower for heavy rollers compared with medium weight rollers and somewhat lower for clayey soils compared with non-cohesive soils such as sand and gravel.

At higher frequency between 2 000 - 3 000 vibr/min there is another critical frequency where the vibration intensity at normal amplitudes is becoming so high that a further increase in frequency results in irregular and more inefficient vibrations. The compaction curve has a flat optimum range and the resulting relationships between compaction effect, frequency and amplitude are shown in Fig. 6.6. The most suitable frequencies are thus found in the range 1500 - 3000 vibr/min depending on the size and application of the roller.

An increase in amplitude will increase the compaction efficiency and depth effect at all frequencies, Fig. 6.4. A large amplitude will produce a larger deformation than a smaller amplitude and consequently also a larger stress in the material to be compacted. A large amplitude is especially advantageous for the compaction of cohesive soils such as clays and clayey soil and also for well-graded coarse-grained soils which have a considerable cohesion, which needs large amplitude vibrations. Also rock fill and other soils containing large stones require large amplitude vibrations. A vibrating roller intended for compaction of fill materials of different types in high lifts should therefore preferably work with as large amplitudes as possible. With large amplitude a comparatively low frequency just over the resonance frequency represents a suitable and economic design.

Vibrating rollers intended also for asphalt compaction have to be designed with lower amplitudes and consequently a higher frequency range. The ideal solution is in many cases adjustable amplitude (see Manual on asphalt compaction).

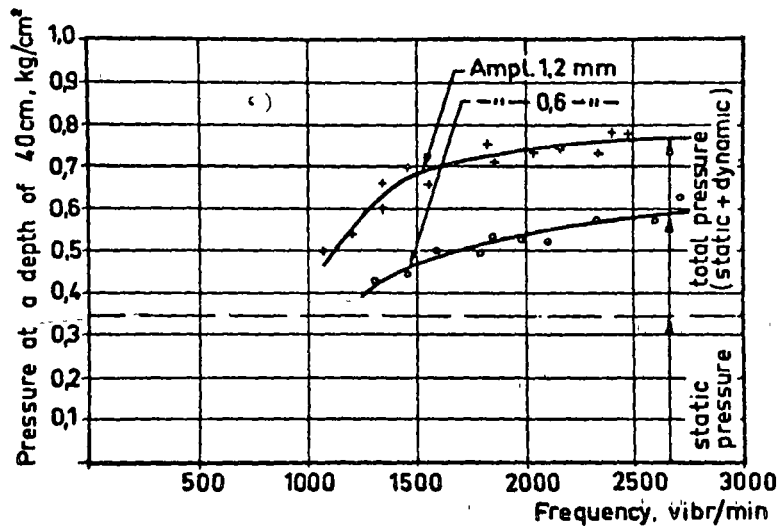
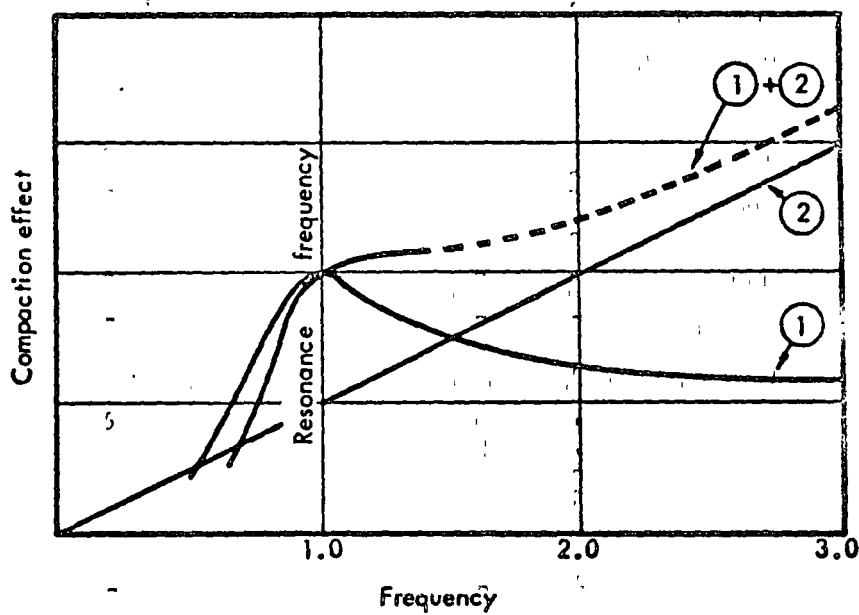


Fig. 6.4. Pressure at 40 cm (16 in.) depth during vibration by a vibrating roller with variable frequency and amplitude



- ① Influence of resonance of the system vibrator - soil
- ② Influence of increased intensity of vibration with increased frequency

Fig. 6.5. Theoretical relationship between compaction effect and frequency

It should also be observed that for light vibrating rollers and vibrating plate compactors the resonance effect mentioned above is of smaller importance than for heavier machines and the suitable and economic frequency for the smaller and lighter machines are therefore higher than for larger types of vibrating rollers.

The relationship between the weight of the frame and the weight of the vibrating drum is also of great importance for the compaction effect. An increasing frame-weight will increase the compaction effect up to a limit where the frame becomes so heavy that it will start to dampen the vibratory motions of the drum. It is therefore necessary to carefully consider the relationship between frame and drum weight in the design work.

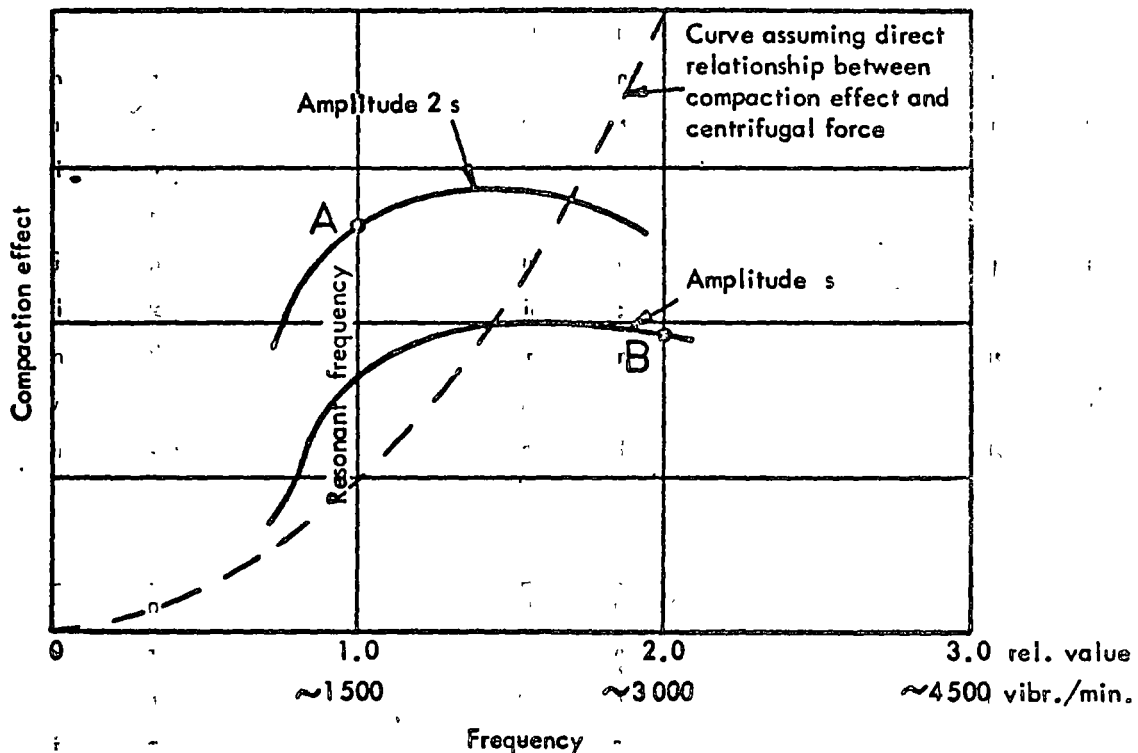


Fig. 6.6. Relationship between compaction effect, frequency and amplitude for vibrating rollers.

The combination of high amplitude and low frequency (A) normally results in somewhat better compaction than the combination of high frequency and low amplitude (B).

8. ADVICE AND GUIDANCE FOR SOIL COMPACTION

Choice of suitable compaction equipment

The choice of suitable compaction equipment is in many cases made by the contractor on the basis of his earlier experiences. In other cases the actual type of material and job will make the decision simple. For coarse rock fill, for example, only medium-or heavy weight vibrating rollers are suitable.

In many cases, however, there may be several alternatives. It is always very important to find a type of compaction equipment which is suitable not only for the type of material to be compacted but also well adapted to the hauling and spreading operations and other actual conditions.

In the choice of suitable compaction equipment it is necessary to find out the solution which gives the lowest total cost for the whole filling and compaction procedure.

As a guidance two cheque lists are enclosed:

- 1) Check list to be used at the first visit to a building site when it is necessary to obtain a good general idea of the job, p. 8:2.
- 2) Check list to be used at the choice and recommendation of suitable compaction equipment, p. 8:3.

GENERAL QUESTIONNAIRE FOR SITE INFORMATION

8:2

TYPE OF CONSTRUCTION: Highway, street .. Tunnel ..
 Airfield .. Sewer plant ..
 Dam, reservoir .. Trenchwork, pipe-
 Bridge .. line ..
 Power plant .. Building ..

Other: -----

Location: -----
 Owner: -----
 Contractor: -----
 Head office: -----
 Project manager: -----
 Plant engineer: ----- Tel. -----
 Period: start: ----- 19.., scheduled end: ----- 19.....
 Contract value: -----

Nearest railway station at -----

Construction material: Rock , Total quantity: ----- m³ (cu. yd.)
 Sand/gravel " " ----- " "
 Silt " " ----- " "
 Clay " " ----- " "
 Concrete " " ----- " "
 Asphalt " " ----- ton

Other: -----

Scheduled daily production during ----- shift(s) of each ----- hours: max. -----
 min. -----

SPECIFICATIONS:

Density required: ----- % Standard/Modified AASHO
 No.... Yes.... ----- % Marshall/Air voids
 ----- kg/cm² (psi) after ----- days.

Specified layer thickness: No ... Yes ... , ----- cm (inch) lay down/compacted

Specified number of passes: No ... Yes ... , ----- passes

Specified compaction equipment:

No ... Yes ... , Static ..
 Vibratory ..
 Rubber tired ..

SITE CONDITIONS:

Height above sea level: ----- m (ft)

Repair-workshop on site: No ... Yes ... ----- elementary ...
 ----- well equipped ...

Reported by: ----- Company: -----
 Date: ----- Address: -----

Available power supply:

electricity: _____ volt, () _____ phase

compressed air: _____ kg/cm² (psi), feed: _____ m³/min (cfm)

AVAILABLE EQUIPMENT:

Earth moving:	_____ shovels/draglines	_____ m ³ (cu.yd.) bucket
	_____ wheel/track loaders	_____ m ³ (cu.yd.) bucket
	_____ dump trucks	_____ m ³ (cu.yd.) payload
	_____ scrapers	_____ m ³ (cu.yd.) payload
	_____ dozers	_____ HP (tons)
	_____ graders	_____ HP (tons)

Compacting: static rollers, steel drum: _____
 - " - , rubber tired: _____
 vibrating rollers: _____
 plate compactors: _____
 rammers etc.: _____

Miscellaneous:

CONTRACTOR SATISFACTION WITH COMPACTION EQUIPMENT ? :

	<u>Dynapac</u>	<u>Other make</u>
Performance:	_____	_____
Capacity:	_____	_____
Production costs:	_____	_____
Reliability:	_____	_____
Operators opinion:	_____	_____
Maintenance costs:	_____	_____
Service:	_____	_____
Will repeat order be placed if more equipment needed?:	Yes ... <input type="checkbox"/> , No... <input type="checkbox"/>	No... <input type="checkbox"/> , Yes... <input type="checkbox"/>

REMARKS:

Factors influencing the choice of compaction equipment

1. Type of soil. Water content.
2. Specifications for compaction (specified degree of compaction in Standard or Modified AASHO, specified layer thickness, specified types of compaction equipment).
3. Methods of hauling and spreading the material (these factors are to a high degree determining the suitable layer thickness).
4. Need of drying or watering the soil.
5. Traction conditions for the compaction equipment.
6. Necessary compaction capacity in cu.m. per hour. Are the filling operations going on at different sections?
7. Climatic conditions
8. Transportation of the machines to the site and between different sections of the working site.
9. Available facilities for repairs and service.

Compaction tests

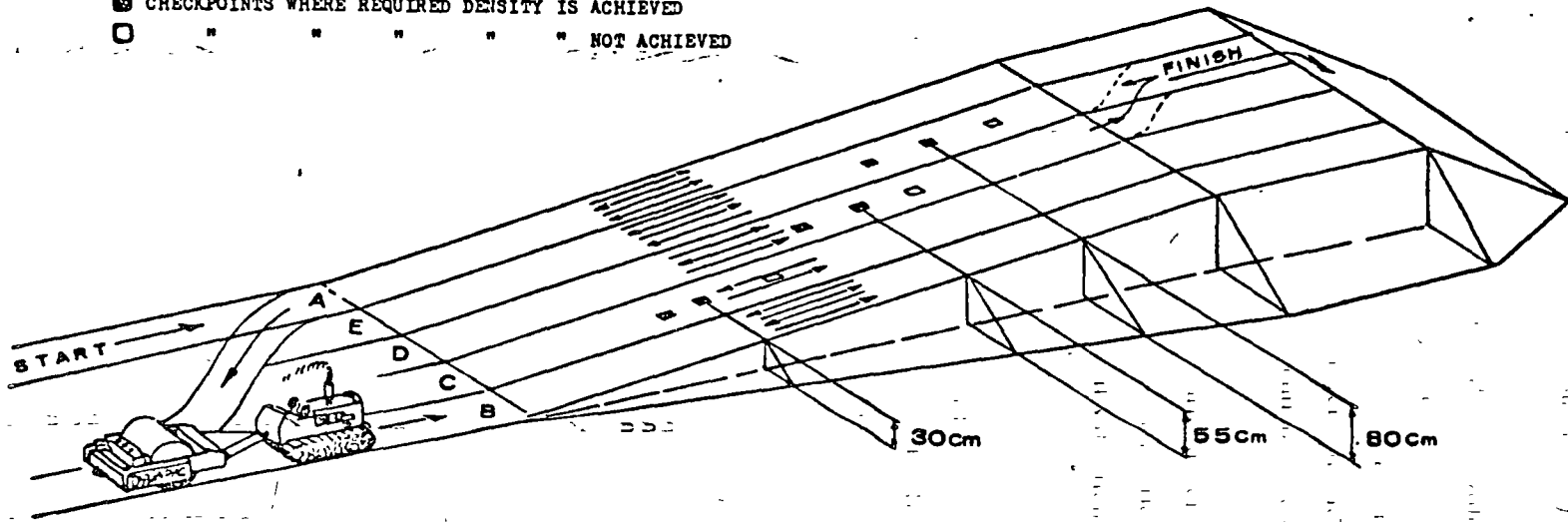
The soils to be compacted and the working conditions are never the same from one site to another. At the start of large compaction jobs it is therefore common to make a number of field compaction tests, often with several types of compactors, to determine suitable layer thickness, speed and number of passes.

To obtain results as accurate as possible in field compaction tests with vibrating rollers the following things should be kept in mind:

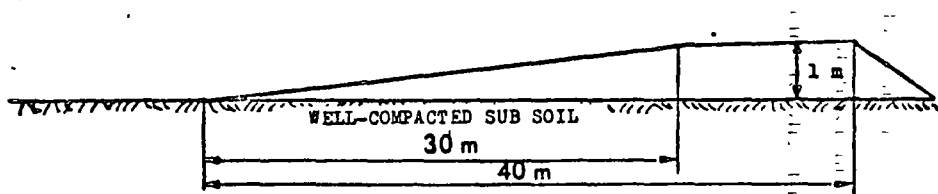
1. The layer in which the test are performed should be spread on top of a layer with similar material which has been previously well compacted. The compaction of the underlying layer should at least be the same as the intended compaction in the test fill.
2. The test area should be compacted with at least three roller lanes side by side. Overlap between the lanes should be 10-15 per cent of roller width. All three lanes should be rolled with the same number of passes and tests should be taken in the centre lane. Outside of the compacted area should be a shoulder with at least the width of the roller.
3. Suitable number of passes after which density tests should be taken are 4, 6 and 8.
4. It is very important for most types of soils that the moisture content in the test material is at or near the optimum ($\pm 2\%$) when the test is performed.
5. Density tests are normally performed with the sand-displacement or water-balloon methods, but other testing methods may also be used according to local practice. Tests should be taken at the selected spot at the surface and at 20 cm (8 in.) intervals down through the layer. The tests on different depths are especially important on, for example, uniformly graded sands.
6. The suitable layer thickness varies according to size of roller and type of material. Indications as to layer thickness for various types of compaction equipment can be found in Table 7:1 and 7:2. It will often be suitable to try with two or three alternative layer thicknesses.
7. It is sometimes suitable to use a test area where the layer thickness varies rectangular between two values, Fig. 8:1. Tests are taken at different sections and the maximum layer thickness can be determined from the results of the density tests.

TEST RAMP

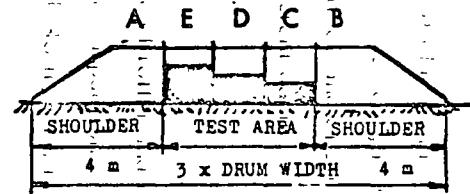
- CHECKPOINTS WHERE REQUIRED DENSITY IS ACHIEVED
- " " " " " NOT ACHIEVED



MAXIMUM HEIGHT AT WHICH REQUIRED DENSITY IS ACHIEVED



Side view



Cross section

Fig. 8.1. Example on compaction test procedure

Filling and spreading

A basic rule is that the filling operation shall start at the lowest level of the filling area and that the fill materials then shall be spread out in horizontal layers.

The fill material may not include top soil, organic matters, roots, logs, frozen soil, snow or ice. The maximum stone size is usually given in the specifications.

Unfortunately, it is in many cases not possible to use the technical and economic advantages of compacting material in layers as thick as those that can be handled by using vibratory compaction. One reason is that the layer thickness often is restricted by the specifications.

Another difficulty is that water often must be added to the soil. If water is mixed into the soil with a grader the layer thickness can not be too large. Watering the material in the pit, alternatively in the crushing or mixing plant, is a possible way to obtain the correct water content before the material is spread.

Drying a soil material that is too wet is a difficult problem. Good results can sometimes be obtained by draining the soil in its natural state or by piling up the material for drying. Sometimes layers of wet soil are worked with cultivators, stabilizers or harrows in order to dry the material. Sheepfoot rollers (static and vibrating) also are used to dry out wet soils.

An important factor affecting the result of compaction is the nature of the sub-soil. Often it is impossible to reach a high density, if the under-layer is loose or elastic, for instance a loose clay. In such cases this layer must be consolidated in order to get a good compaction result. If this is not possible it is necessary to build up the fill to a certain height in several compacted layers before a normal degree of compaction can be obtained.

The opposite effect is obtained when soil is vibrated in a confined space such as a pipe trench. The sides of the trench reflect the vibrations resulting in a higher degree of compaction at a greater depth than normally is possible.

Swell and shrinkage

Earth volumes can be defined under different conditions:

- ① In natural state (in place)
- ② Loose yard (on trucks for example)
- ③ After spreading but before compaction
- ④ After compaction

The layer thicknesses in this manual are given as thicknesses after compaction.

Indicated values of swelling and shrinkage are given below. Observe that the individual variations due to soil conditions, water contents etc., can be comparatively large.

Type of soil	Swelling ① to ②	Shrinkage ② to ③	Shrinkage ③ to ④	Shrinkage ① to ④
I. Rock fill	+75%	-15%	- 5%	+40%
II. Sand and gravel	+15%	-15%	-10%	-10%
III. Silt	+30%	-20%	-20%	-15%
IV. Clay	+50%	-20%	-30%	-15%

Swelling (+)

Shrinkage (-)

Speed of vibrating rollers

The suitable and economic speed of vibrating rollers is normally to be found in the range 3-6 km/h (1.5 - 4.0 MPH).

Principally an increasing speed has to be compensated with somewhat more passes. In many cases it has been found, however, that an increase in speed has resulted in a smaller or greater decrease in compaction costs. Especially is this the case for clay and other cohesive soil materials where comparatively high speed - normally about 5 km/h (3 MPH) are recommended. Also for vibration of asphalt pavements high speeds are economic.

For rock fill, sand and gravel which often are compacted in thick lifts speeds in the range 3-5 km/h (1.5 - 3.0 MPH) usually are suitable. For such materials it seems as the vibration time should be a deciding factor for the result of the compaction. In

such a case it is necessary to compensate higher speed with more passes in direct proportion to the increase in speed.

"Overcompaction"

"Overcompaction" is indicated by a density curve which is going up to a maximum dry density to, for example, 98 per cent Mod. AASHO after 5 passes and then is going down again after additional passes. This phenomenon occurs sometimes in base compaction and the reason seems to be that the vibrations generated by the vibrating roller are reflected against the underlying layer. The reflected vibration waves tend to loosen up the already compacted base layer, Fig. 8:2.

"Overcompaction" has practically never been observed with vibrating rollers of type CH 33/43/44/45 with large amplitude and comparatively low frequency.

It has occurred with CC 40 but here the possibility to decrease the amplitude offers a very good opportunity to avoid overcompaction. Overcompaction seem to be rather common for Bomag BW 200.

It should be observed that the low surface density obtained in the top layer of a uniformly graded sand is another phenomenon than the "overcompaction" discussed in this section.

Climatic conditions

Mention has already been made of the difficulty of achieving good compaction results with fine-grained soils having a high moisture content. Rainy weather may quickly render the surface of the fill inaccessible. In many cases it may be necessary to stop, more or less immediately, haulage and compaction in the event of rain.

When there is a risk for rain it is important to compact fine-grained fill as soon as possible after placement, so that the soil will not absorb more water than necessary. The negative effects of rain can be greatly reduced if it is ensured that the fill is well compacted by a static or vibrating smooth-drum roller. The smooth top surface should have a slight fall, to assist water run-off. Work can be resumed very soon after the cessation of rain, possibly after a shallow layer of wet surface material has been removed.

The placing and compaction of soil and rock fill under winter conditions has been studied in many countries, including Canada, Finland, Norway, Sweden and the United States. Frozen soil can not be compacted to the same degree of compaction as the same material in non-frozen condition. The difficulties of achieving a high degree of compaction are greater in the case of fine grained materials and increase with increased moisture content and decreased temperature below freezing point. The presence of snow and ice in the fill also has a very unfavourable effect. It is well-known, for example, that rock fill placed in winter often suffers much greater settlements than fill placed in summer.

In winter it is possible to obtain unfrozen soil from excavations. But in cold weather a layer of frozen soil is formed very quickly after placement. Compaction should therefore be very well co-ordinated with placement and a check should be kept on the temperature of the fill. Watering should not be employed on fill in cold weather.

In winter work, it has been found that medium and heavy weight vibrating rollers, rollers with a smooth drum as well as vibrating sheepfoot rollers are effective for the compaction. The frosty crust and lumps of frozen soil are effectively disintegrated. But tests reveal nonetheless that the compaction is not to the same high degree as in summer and the settlements will consequently be somewhat larger.

Several reasons - economical as well as employment considerations - make it desirable that road construction should continue in winter. In such cases, however, a lower quality must be accepted in certain respects.

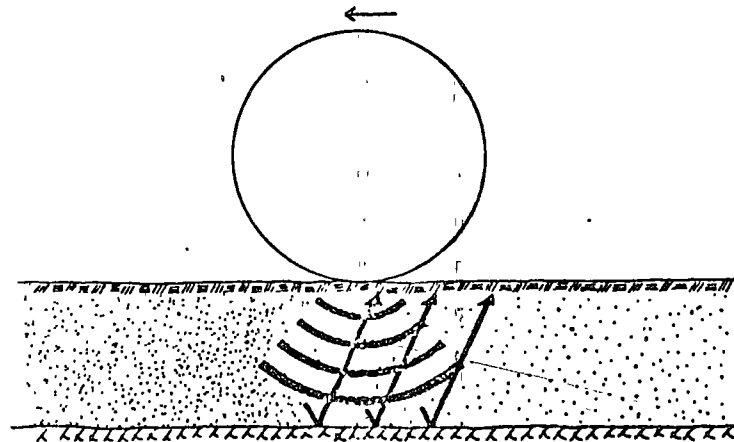


Fig. 8.2. "Overcompaction" of highway base

9. MACHINE COSTS

In order to perform a job at profit to-day there must be a close control of the production cycle and costs. It is therefore necessary to have access to a rapid and sufficiently accurate method of calculating machine costs. The method described in the following is very commonly used for preliminary calculations and to calculate machine costs when bidding for contracts. The machine costs, that is the total of all expenses an owner incurs for any given machine, are usually expressed in cost per hour.

The machine costs can be divided into two parts: Fixed costs (cost of owning) and operating costs (cost of using).

Fixed Costs

Depreciation

Interest, tax, insurance

Operating Costs

Operator

Fuel and lubricants

Repairs and maintenance

Tyres

Fixed Costs

Depreciation: The owner has made a certain investment in a machine. Depreciating is a method of paying back such capital. For every hour the machine works, a portion of the income is set aside to repay the owner for his investment. The value of the machine is at its peak at time of purchase and then diminishes successively thereafter. To calculate the exact rate of depreciation is quite a complex matter, and it is therefore normal practice to divide the amount equally over the life-span of the machine, see the formula below. Moreover, in many countries maximum depreciation rates are influenced by permissible rates for tax deduction purposes.

$$\text{Depreciation} = \frac{\text{Purchase price of machine} - \text{cost of tyres}}{\text{Total number of working hours}}$$

The reason for the tyre costs not being included in the depreciation is that they are considered to be consumable items with a relatively short life, and are therefore included in the operating costs.

Interest, tax, insurance. The interest and tax of the investment, together with insurances on the machine, are calculated as a percentage of the average investment value of the machine, see Table 9.1. In order to arrive at the cost per hour, divide by the number of working hours per year.

It should be emphasised that this calculation only gives an approximate result. Where exact figures are required it is necessary to take the actual costs, as incurred, and divide by the number of hours the machine has worked.

Table 9.1. Average investment value with, for example, a depreciation period of 6 years:

Value during	1st year	100.0%	} Average investment value 58.3% of capital cost
" "	2nd "	83.3%	
" "	3rd "	66.6%	
" "	4th "	50.0%	
" "	5th "	33.3%	
" "	6th "	26.7%	

Operating Costs

Operator Operators wages are naturally expressed on an hourly basis. It is important here to include all costs; for example, holiday compensation, medical benefits and pension schemes.

Fuel and lubricants. Actual costs for fuel and lubricants should always be checked-up in the field, as local conditions such as fuel prices, maintenance and type of work vary a great deal. As a rough guide the consumption specifications as given by the engine manufacturers can be used. If no such information is available and the demand for accuracy not too high, it can be assumed that under normal working conditions the consumption will be in the region of 15 l (3 1/2 gal.) of diesel oil per 100 hp and hour. The cost of lubricants can be calculated as 25 % of the fuel costs.

Repairs and maintenance. It is usual to express repairs and maintenance costs in per cent of the depreciation costs. As opposed to the depreciation, costs are nil at the point of purchase and then increase successively as the machine is being used. Also here, to simplify, calculations are normally performed with the costs equally distributed over the machine's life-span.

Repair and maintenance costs vary to a large extent according to the type of machine and nature of the work to which the machine is subjected. Normal values vary from about 50% of the depreciation cost for light work and to about 115% for heavy work.

Tyre costs. Obviously, tyre costs only come into the picture when the machine is equipped with rubber wheels. Bases for the calculation of costs and life time for different tyres are obtainable from local suppliers.

The cost of a set of tyres is divided by the life-span expressed in working hours. The value of the tyres on the machine when purchases must also be taken into account.

Example of calculation

A self-propelled vibrating roller with a 150 hp diesel engine weighs 10 tons and costs \$ 30.000. Interest on capital investment is 7%, tax 3% and insurance 2%: total 12%. The life time of the machine is estimated to 6 years, which is equivalent to a total of 8 000 working hours, or 1 335 hours per year. Repair costs are estimated at 75% of the depreciation, fuel consumption at 15 litres (3.5 gall.) per 100 hp and hour, fuel costs \$ 0.05/litre (\$0.22/gall.) Cost of lubricants is calculated as 25% of the fuel costs. The machine is equipped with two tyres, worth \$ 300 each, and estimated to last 1 500 working hours.

$$\text{Depreciation} \quad \frac{30\,000 - 600}{8\,000} = 3.70$$

$$\text{Interest, tax, insurance} \quad \frac{12 \times 58.3 \times (30\,000 - 600)}{100 \times 100 \times 1\,335} = 1.55$$

$$\text{Operator} \quad = 4.00$$

$$\text{Fuel} \quad \frac{15 \times 150 \times 0.05}{100} = 1.13$$

$$\text{Lubricants } \frac{25 \times 1.13}{100} = 0.28$$

$$\text{Repairs and maintenance } \frac{75 \times 3.70}{100} = 2.78$$

$$\text{Tyres } \frac{2 \times 300}{1500} = 0.40$$

Total hourly costs \$ 13.84

Replacement

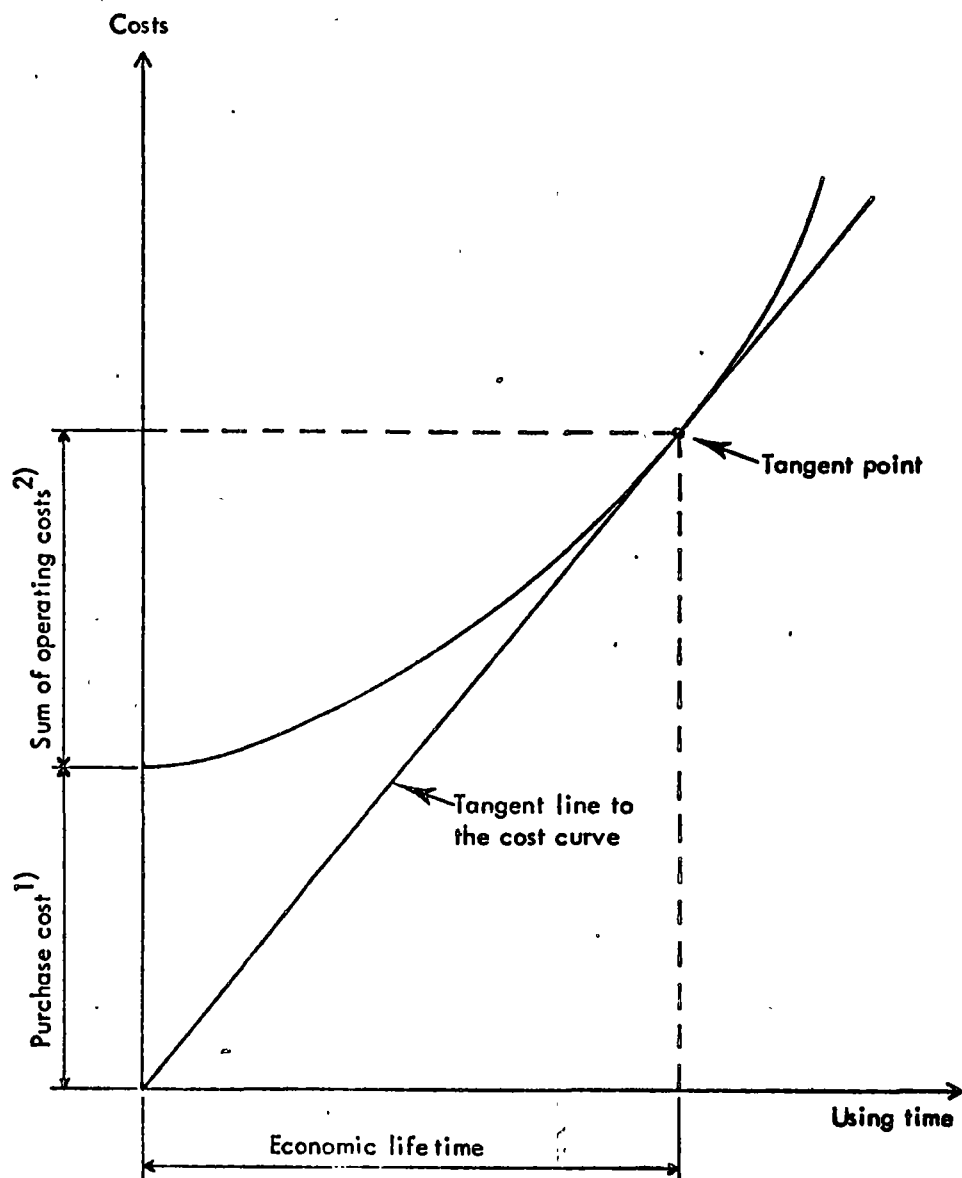
After a certain number of working hours the increasing repair and maintenance costs of a machine will make it economic to replace it with a new machine. Different methods exist how to determine the most economic life time of a machine; two of the best known are "Minimum cost replacement" and "Maximum profit replacement method". The latter is rather complicated and is out of the scope of this manual to deal with.

In the "Minimum cost replacement method" the purchase price and the following yearly costs (including all fixed and operating costs) of a machine are successively added to an accumulative cost curve, Fig.9.1.

The time for which the costs per unit time have its minimum value is obtained by drawing a tangent curve to the cost curve as indicated in Fig.9.1. The tangent point represents the most economic life time for the machine.

The most economic life time for a vibrating roller is usually somewhere between 6 000 and 8 000 working hours corresponding to 5 to 6 years.

Rule of thumb: The hourly operating cost of a vibrating roller incl. driver can very approximately be calculated as 0.04-0.05 per cent of the purchase price of the machine.



- 1) Eventually minus rest value
- 2) Plus interest, tax and insurance

Fig. 9.1. Calculation of economic life time of building machine

10. CAPACITY CALCULATIONS

The compaction capacity is of great importance when deciding what type of roller and how many units which are needed for a job. Normally the decision of how many rollers to use is made at the tendering stage, when capacity calculations together with hourly cost calculations form the base for estimated compaction costs for the job in question.

The compaction capacity of a roller is:

$$Q = \frac{C \times W \times S \times D \times 1000}{N} \quad (Q = \frac{C \times W \times S \times D \times 1.36}{N})$$

where: Q = Compaction capacity, cu.m./hour (cu.yd./hour)

W = Drum width, m (in.)

S = Rolling speed, km/hour (mph)

D = Layer thickness (after compaction), m (in.)

N = Number of passes

C = Factor of efficiency, 0.6 to 0.8 depending on local conditions

Example:

Dynapac CA 25 is compacting a fill in layers of 0.50 m (20 in.). Rolling speed is 4.5 km/h (3 mph) and total number of passes required are 6. Drum width is 2.13 m (84 in.).

$$Q_h = \frac{0.75 \times 2.13 \times 4.5 \times 0.5 \times 1000}{6} = 600 \text{ cu.m./hour}$$

$$Q_l = \frac{0.75 \times 84 \times 3 \times 20 \times 1.36}{6} = 850 \text{ cu.yds./hour}$$


To facilitate rapid calculations of the compaction capacity special tables has been prepared for each type of roller, see p. 7:a-7:k.

Table 10.1. Practical Capacities - Dynapac CA 25

Output in cu.m. per hour

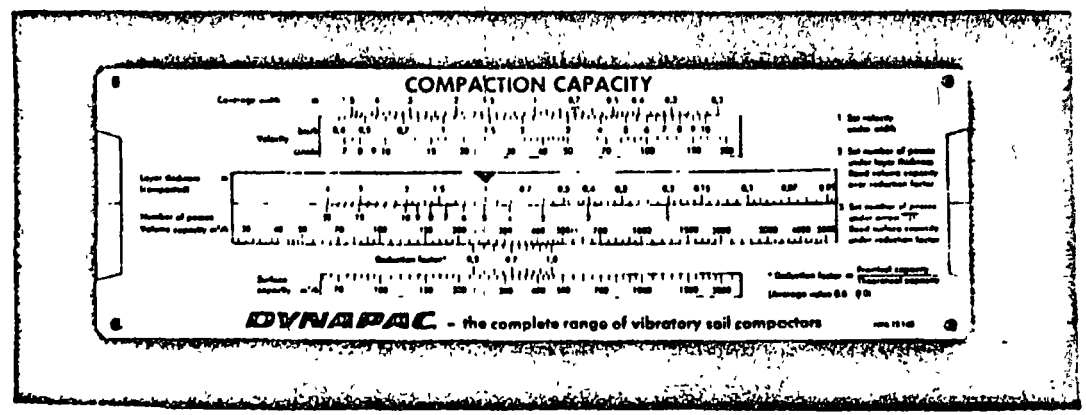
Practical capacity = 0.75 x theoretical (max.) capacity

Working speed: Low = 3 km/h (L)
 Medium = 4.5 km/h (M)
 High = 6 km/h (H)

Normal range = 

		Layer thickness (compacted), cm						
		20	30	40	50	60	70	
Number of passes and speed	2	L	480	720	960	1200	1440	1680
		M	720	1080	1440	1800	2160	2520
		H	960	1440	1920	2400	2880	3360
	4	L	240	360	480	600	720	840
		M	360	540	720	900	1080	1260
		H	480	720	960	1200	1440	1680
	6	L	160	240	320	400	480	560
		M	240	360	480	600	720	840
		H	320	480	640	800	960	1120
	8	L	120	180	240	300	360	420
		M	180	270	360	450	540	630
		H	240	360	480	600	720	840

A slide rule for a simple and rapid calculation of the compaction capacity for any type of roller has also been prepared.



The slide rule can be obtained from AB Vibro-Verken, Solna, or from your local dealer.

CAPITULO II

Aparatos de compactación

1. — GENERALIDADES

Antes de describir los diferentes aparatos de compactación, intentaremos clasificarlos y dar algunas nociones generales aplicables a todas las máquinas cualquiera que sea su naturaleza.

1.1. — Definición general

Llamaremos máquina de compactación todo material de ingeniería civil destinado a compactar un suelo o una capa del firme.

1.2. — Clasificación de los aparatos

Es indispensable proceder a una clasificación de estos aparatos ya que no se podría describir cada uno de los tipos existentes.

Se han intentado numerosas clasificaciones. Nos referiremos solamente a las de M. de Wandeleer, la C.E.C.E. y la F.N.T.P. antes de adoptar la clasificación de la Comisión de Estudios del Material de Ingeniería Civil (C.E.M.A.G.).

CUADRO I
Clasificación de las máquinas de compactación

C.E.C.E.		Fichas F.N.T.P.	Propuesta por C.E.M.A.G.
3	Rodillos compresores estáticos.		Rodillos compresores estáticos.
3.1	Rodillo compresor de llantas lisas:		Rodillos compresores de llantas lisas:
3.1.5 a	Rodillo compresor triciclo diesel	Rodillo compresor triciclo 7.300	Rodillo compresor triciclo.
3.1.5 b	Rodillo compresor triciclo a vapor	Rodillo tándem 7.300	Rodillo compresor tándem.
3.1.6	Rodillo compresor tándem	No existe.	Rodillo compresor de tres ejes.
3.1.7	Rodillo compresor de tres ejes		
3.2	Rodillo de pata de cabra:		Rodillos de pata de cabra o similares:
3.2.1	Rodillo de pata de cabra remolcado	Rodillo de pata de cabra remolcado 7.305	Rodillo de pata de cabra remolcado.
3.2.2	Rodillo de pata de cabra automotorizado	No existe.	Rodillo de pata de cabra autopropulsado.
3.2.3	Rodillo de rejilla remolcado	No existe.	Rodillo de rejilla remolcado.
3.2.4	Rodillo compresor triciclo a patín	No existe.	
3.3	Compactadores de neumáticos:		Compactador de neumáticos:
3.3.1	Compactador de neumáticos remolcado con una sola fila de ruedas	Rodillo de neumáticos pesado remolcado 7.302	Compactador de neumáticos con una sola fila de ruedas.
3.3.2	Compactador de neumáticos remolcado con doble fila de ruedas	7.305	Compactador de neumáticos con doble fila de ruedas.
3.3.3	Compactador de neumáticos autopropulsado	Rodillo de neumáticos autopropulsado 7.301	Compactador de neumáticos autopropulsado.
4	Rodillos compresores vibrantes.		Rodillos compresores vibrantes.
4.1	Rodillo compresor vibrante de llantas lisas:		
4.1.1	Rodillo vibrante de un solo rodillo con dirección manual	Rodillo vibrante remolcado 7.303	Rodillo vibrante de un solo rodillo remolcado.
4.1.4	Rodillo vibrante de un solo rodillo remolcado		Rodillo vibrante de un solo rodillo autopropulsado.
4.1.2	Rodillo vibrante de un solo rodillo autopropulsado de dirección manual		
4.1.2 a	Rodillo vibrante de un solo rodillo autopropulsado con rueda direccional		
4.1.2 b	Rodillo vibrante de dos rodillos de dirección manual	Rodillo vibrante autopropulsado 7.303	
4.1.3	Rodillo vibrante de dos rodillos con rueda direccional y asiento de conductor		
4.1.5	Rodillo triciclo con rueda delantera vibrante		Rodillo vibrante triciclo automotriz.
4.1.6	Rodillo vibrante tandem		Rodillo vibrante tandem autopropulsado.
4.1.7	Rodillo vibrante de tres ejes		Rodillo vibrante de tres ejes autopropulsado.
4.2	Rodillos vibrantes de pata de cabra o similares:		Rodillos vibrantes de pata de cabra o similares:
4.2.1	Rodillo vibrante de pata de cabra remolcado	No existe.	Rodillos vibrantes de pata de cabra remolcado.
5	Compactador de placas vibrantes.		Compactador de placas vibrantes.
	Documentación sin completar	Compactador de placas vibrante 7.304	A precisar posteriormente.

1.2.1. — M. de Wandeleer [1] ha adoptado la siguiente clasificación:

Grupo 1: aparatos activos por compresión (y amasado):

- rodillos con llantas lisas;
- rodillos de neumáticos;
- rodillos de pies.

Grupo 2: aparatos activos por choque:

- placas;
- vibropisones;
- caída de masas.

Grupo 3: aparatos activos por vibración:

- placas vibrantes;
- rodillos vibrantes.

El mérito principal de esta clasificación radicaba en su simplicidad que era obtenida, no obstante, en detrimento de su finura.

1.2.2. — La clasificación del *Committee for European Construction Equipment* (C.E.C.E.) relativamente similar a la precedente es, francamente, más precisa.

La encontramos resumida en el Cuadro comparativo I realizado por el grupo de trabajo de compactación de la C.E.M.A.G.

1.2.3. — El cuadro precedente menciona, igualmente, las fichas de la *Fédération nationale des Travaux publics* (F.N.T.P.), que aportan, también, una clasificación, incompleta por lo demás, como lo demuestra el cuadro.

1.2.4. — La clasificación que a continuación proponemos no hace otra cosa que ampliar y completar las proposiciones del grupo de trabajo de la C.E.M.A.G.

El cuadro II destaca las observaciones siguientes cuyos números se refieren a los números correspondientes que hay en el cuadro.

1.º El término de *trieje* es un neologismo que hemos preferido a *tres ejes* o a *triple*.

2.º En el extranjero (U.R.S.S., U.S.A.) existen tales aparatos. Un constructor presentó uno vibrante de pata de cabra en el Salón *Expomat* 1966.

No se conoce bien la eficacia de estas máquinas: los comentarios van del entusiasmo a la denigración.

3.º El empleo de vibro-compresión debería conducir a excelentes resultados, pero carecemos de experiencia sobre este tipo de aparatos.

1.3. — Definiciones

Hemos adoptado, también, la terminología definida por el citado grupo de trabajo de compactación de la C.E.M.A.G. [II].

1.3.1. — *Pasada*: viaje de ida o vuelta del compactador.

1.3.2. — *Paso*: aplicación de una carga en un punto.

De estas dos definiciones resulta que una sola pasada puede corresponder a un número variable de pasos según los emplazamientos sobre el perfil transversal.

La figura II.1 representa las superficies de contacto de un compactador de neumáticos ficticio que tiene dos ruedas sobre su eje delantero y cuatro sobre su eje trasero. Se comprueba que las zonas BC, DE, HI, JK del perfil transversal reciben para una sola pasada dos pasos. Las zonas AB, CD, EF, GH, IJ, KL, no reciben más que un solo paso y la zona FG ninguno.

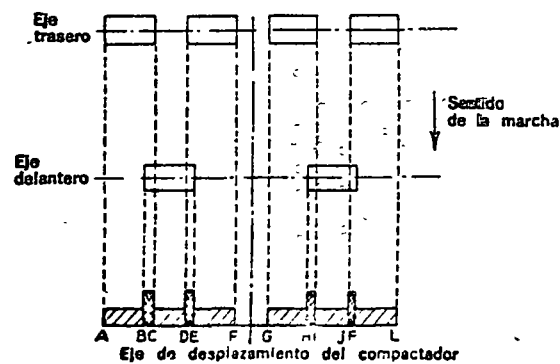


FIG. II.1. — Diagrama de cobertura.

CUADRO II

Clasificación propuesta				Gama de utilización (indicación somera)	Referencias en el libro	
Clase	Grupo	Género	Tipo			
Rodillos estáticos.	Cilindros	Rodillo de llantas lisas.	Rodillo triciclo.	Autopropulsado.	Planchado diario en las obras de tierra. Aglomerados (detrás de otra máquina). Macadam y balastro (empleo en desuso).	§ 2
			Rodillo tándem.			
			Rodillo "trieje" (1).			
		Rodillo de pata de cabra o similares.	Rodillo de pata de cabra.	Remolcado. Autopropuls.	Terraplenes de suelos finos o de elementos finos.	§ 3
			Rodillo de rejilla	Remolcado. Autopropuls.	Suelos de elementos gruesos friables (calcáreos).	
			Rodillo de segmentos.	Remolcado.	Suelos finos o elementos finos.	
		Compactador de neumáticos.	Compactador de neumáticos de una fila de ruedas.	Remolcado.	Gran gama de aplicación: suelos finos; capas de bases de firmes; aglomerados (inmediatamente detrás de la extendidora), tratamientos superficiales.	§ 4
				Autopropuls.		
		Compactador de neumáticos de dos filas de ruedas.	Remolcado.	Autopropuls.	Gran gama de aplicaciones salvo quizá los suelos puramente cohesivos:	§ 5
			Autopropuls.			
Rodillos vibrantes.	Cilindros	Rodillos de llantas lisas de una sola rueda vibrante.	Rodillo vibrante de una sola rueda.	Remolcado. Autopropuls.	suelos de gran angularidad; capas de base de firmes; aglomerados (inmediatamente detrás de la extendidora).	§ 5
			Rodillo vibrante triciclo.	Autopropuls.		
			Rodillo vibrante tándem.	Autopropuls.		
			Rodillo vibrante "trieje" (1).	Autopropuls. articulado.		
Rodillos vibrantes.	Cilindros	Rodillos de llantas lisas de dos ruedas vibrantes	Rodillo vibrante tándem.	Remolcado. Autopropuls.	Probable gran gama de aplicaciones: combinación de las aplicaciones de las máquinas estáticas correspondientes y de los rodillos vibrantes de llanta lisa; eficacia mal conocida (2).	§ 5
			Rodillo vibrante doble.	Remolcado. Autopropuls.		
		Rodillos vibrantes de pata de cabra o similar.	Rodillo vibrante pata de cabra (2).	Remolcado. Autopropuls.		
			Rodillo vibrante sobre neumáticos (2).	Remolcado. Autopropuls.		
Rodillos mixtos.	Cilindros	Compactador (3) de neumáticos y rueda de llanta lisa vibrante.	Compactador de neumáticos con una sola fila de ruedas.	Conjunto autopropulsado.	Probable gran gama de aplicaciones: eficacia mal conocida; puede ser excelente.	§ 5
			Compactador de neumáticos autopropulsado de doble fila de ruedas.	Con rueda vibrante tractora Con rueda vibrante libre.		
			Placa vibrante.	Autopropuls.		
Máquinas de placas vibrantes.	Placas.	Compactador de monocapa vibrante.	Multiplacas vibrantes.	Remolcado o llevado. Autopropuls.	Suelo de gran angularidad. Capas de base de firmes. Aglomerados.	§ 6
		Compactador de multicapas vibrantes.				
Máquinas compresoras por percusión.	Placas.	Máquinas de pisón	Pisón ligero.		Compactación en gran espesor (para ciertas máquinas solo). Compactación en sitios reducidos. Compactación en pequeñas obras.	§ 7
			Pisón pesado			
			Pisón sobre pala.			
Máquinas especiales.		Vibro-pisones	Vibro-pisón.		Campo de empleo especial.	§ 8
			Empalmes Trincheras. Ensanches			

1.3.3. — *Diagrama de cobertura* — El diagrama de cobertura indica el número de pasos en un punto en el momento de una pasada del compactador en función de la distancia de este punto al eje de desplazamiento rectilíneo del compactador.

Está representado por un gráfico (fig. II.1) que lleva en abscisa la distancia al eje del compactador y en ordenada al número de pasos.

G. Luther [V] recalca que en lo que concierne a los compactadores de neumáticos la noción de cubrición es imprecisa; en efecto, el ancho de contacto de los neumáticos con el suelo varía al mismo tiempo con la presión de inflado y con la carga por rueda; añadamos que también varía, como veremos en el § 4.2.3 del presente capítulo, con la rigidez del terreno compactado.

Luther piensa incluso que, a menudo, se llega con presiones de contacto elevadas a que no haya ningún solape de los neumáticos delanteros con los neumáticos traseros. El estima que este hecho no tiene demasiada importancia por los desplazamientos laterales de la máquina en el curso de la compactación.

Añadamos que esta noción de solape tiene en las curvas una imprecisión todavía más grande.

1.3.4. — *Ancho de trabajo* es la distancia que separa los bordes exteriores de las superficies externas de contacto del compactador.

En un compactador de neumáticos estas superficies de contacto son las bandas de rodadura de los neumáticos exteriores. En un rodillo compresor de llantas lisas con las llantas de las ruedas exteriores.

Sobre el esquema de la figura II.1 este ancho es, pues, AL .

1.3.5. — *Ancho de cobertura* (o cobertura c), es la acumulación de los anchos de las bandas que hayan sufrido, al menos, una pasada.

Sobre la figura II.1 se tiene:

$$c = AF + GL = l - FG.$$

1.3.6. — *Grado de cobertura* es la relación entre la cobertura y el ancho de trabajo:

$$\gamma = \frac{c}{l}.$$

1.3.7. — *Ancho de recubrimiento total* (o recubrimiento total r), es la acumulación de los anchos de las bandas que hayan sufrido más de una pasada.

Se tiene sobre la figura II.1:

$$r = BC + DE + HI + JK.$$

1.3.8. — *El grado de recubrimiento* es la relación de recubrimiento total respecto del ancho cubierto.

$$\rho = \frac{r}{c}.$$

1.3.9. — *Lastrado*. Es la operación que permite hacer variar el peso total de una máquina dada.

La diversidad de técnicas empleadas por los constructores para obtener este lastrado corresponde a preocupaciones muy diferentes.

Preocupación por el precio de coste, consistente en buscar al suministrar el máximo peso con el menor coste, preocupación *operacional* que consiste en buscar la *variedad* del peso en función del trabajo a ejecutar. Esta última inquietud presenta, además, dos aspectos, ya sea que se desee transportar el compactador con un peso dado al comienzo de la obra sin tocarlo o variándolo a continuación, o que se piense en una preocupación *operacional*, hasta querer introducir una variación del peso durante el curso de la compactación. Conforme a la importancia relativa que se atribuye a estas consideraciones vemos aparecer el lastre casi permanente, generalmente metálico, en el que desmontarlo y volverlo a montar puede necesitar varias horas de trabajo, el lastre de agua o de arena a la vez económico y generalmente más fácil de modificar y, por fin, el lastre, esencialmente móvil, maniobrable en carga y en descarga por el compactador mismo en pocos minutos.

1.4. — Plan del capítulo

Trataremos sucesivamente:

- § 2. — Rodillos de llantas lisas.
- § 3. — Rodillos de pata de cabra o similares.
- § 4. — Compactador de neumáticos.
- § 5. — Rodillos vibrantes de llantas lisas.
Rodillos vibrantes de pata de cabra o de neumáticos.
- § 6. — Compactadores de monoplaca vibrante.
Compactadores de multiplacas vibrantes (1).
- § 7. — Máquinas de pisón y vibro-pisones.
- § 8. — Máquinas especiales.

Comenzaremos en cada una de las partes del presente capítulo II por *generalidades* sobre los aparatos, su empleo y sus ventajas; a continuación haremos una *descripción general* y una *clasificación* insistiendo sobre los elementos que tienen interés especial para este tipo de compactadores (por ejemplo, la suspensión para los compactadores de neumáticos), después un *análisis estadístico de las principales características* (peso, potencia, presión, etc.), finalmente, describiremos los *accesorios* de los que algunos tienen, a veces, una importancia primordial y agruparemos las *observaciones* que no han encontrado lugar en el plan anterior.

No se encontrará, pues, en este capítulo la descripción detallada de las aplicaciones más interesantes para el aparato considerado. Estos figuran en el capítulo IV y en su cuadro general § 9. Entre tanto, daremos algunas indicaciones sobre el empleo de estos aparatos, indicaciones resumidas en el cuadro de la página 100.

1.5. — Observación

Los análisis estadísticos de las características de las diferentes máquinas se basa, salvo indicación contraria, en los *modelos existentes en el mercado francés*, ya sea su constructor francés o extranjero.

(1) Algunos prefieren el nombre de poli-placas. Nosotros hemos exigido multiplaca porque placa no es una raíz griega.

2. — RODILLOS DE LLANTAS LISAS

2.1. — Generalidades

En la época del macadan y del rodillo de pata de cabra cónico, los rodillos de llantas lisas eran las máquinas más empleadas por no decir el único compactador que se utilizaba. Gasi indestructible ha figurado durante largo tiempo, y figura todavía, en el parque de muchas empresas. Si es poco eficaz su utilización en los terraplenes y tiende a desaparecer, puede ser empleado todavía adecuadamente sobre bases del firme, a condición de que sea fina la capa a compactar.

Pero su empleo tiende a desaparecer.

La incrustación de la gravilla en los tratamientos superficiales, aun sin razón, se ha mantenido mucho tiempo. Los constructores se han apercebido muy lentamente del grave inconveniente que provocaba el aplastamiento de las gravillas entre el firme y la llanta lisa y, hoy día, prefieren los compactadores de neumáticos.

Los rodillos de llantas lisas son, sin embargo, al menos por el momento, irremplazables en el campo de los aglomerados. Aunque es preciso señalar que ha sido desbancado en la fase principal de la compactación del aglomerado, puesto que ahora es el compactador de neumáticos el que pasa en cabezas y trabaja inmediatamente detrás de la extendidora.

Pero el compactador de neumáticos deja, a menudo, huellas que hace falta alisar y hasta el presente el rodillo de llantas lisas parece ser el más apropiado para ejecutar bien este trabajo.

Señalaremos, por último, que el rodillo de llanta lisa aporta, tanto en el caso de los terraplenes como en el de las bases, un complemento de compactación superficial que permite cerrar o alisar la superficie.

2.2. — Descripción general y clasificación

Estos aparatos se componen de un chasis muy robusto que lleva el grupo propulsor (comprendido el motor), la cabina, el puesto de mando y las ruedas.

2.2.1. — Prácticamente no existen aparatos remolcados (1). El motor que antiguamente fue una máquina de vapor, hoy día es, en la mayor parte de los casos, del tipo diesel. Sin embargo, un determinado número de máquinas ligeras llevan motor de gasolina.

Las potencias varían desde algunos caballos para los aparatos pequeños, a un centenar de caballos para los más pesados.

Los grupos propulsores son de tales características que estos aparatos son lentos (máximo 10 km/h). Si estas velocidades son muy adecuadas para la compactación, complican considerablemente el desplazamiento de una obra a otra y, frecuentemente, hay necesidad de cargarlas en remolques.

Para paliar este inconveniente, un constructor por lo menos, había intentado disponer sobre determinadas máquinas un aparejo que permitiera montarlas sobre neumáticos. Esta iniciativa no ha tenido el éxito verdaderamente esperado, pues han aparecido en la misma época los compactadores de neumáticos mucho más rápidos en sus desplazamientos y mucho más eficaces. Señalemos, también, las ruedas con cubos neumáticos (ver cita p.p. § 2.7.4).

Las máquinas más perfeccionadas llevan un convertidor de par. Las transmisiones hidráulicas se emplean cada vez más.

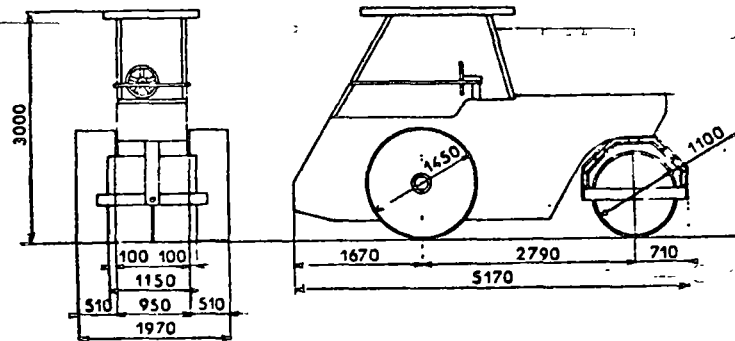


FIG. II.2. — Rodillo compresor triciclo.

(1) En Gran Bretaña existen grandes rodillos remolcados de llantas lisas, empleados en la compactación de suelos de creta.

2.2.2. — Las ruedas que constituyen el elemento compactador son cilindros de acero de un diámetro que varía de 0,40 m a 2 m. El ancho de las generatrices de estos cilindros varían de 0,20 m a 2 m para determinadas máquinas del tipo tandem.

Estas ruedas admiten tres tipos de disposiciones diferentes que corresponden a tres tipos de máquinas:

1.º Los rodillos compresores triciclo que llevan delante una rueda ancha a veces dividida en dos elementos contiguos. Este cilindro es de pequeño diámetro y está colocado en el eje del compactador. Esta rueda es direccional pero no motriz.

El eje trasero lleva dos cilindros de gran diámetro colocados a una y otra parte del chasis; son estrechos y constituyen el eje motor.

Frecuentemente, hay un ligero solape de las ruedas de atrás con relación al cilindro delantero.

2.º Los rodillos compresores tandem llevan dos cilindros iguales delante y detrás, el segundo solapa exactamente al primero. La dirección se obtiene dando a los ejes de los dos cilindros un ángulo. Esta máquina se emplea mucho para la compactación

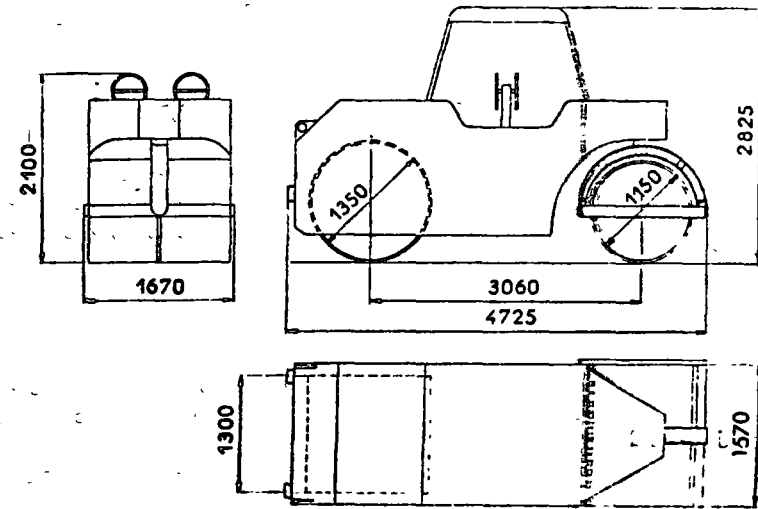


FIG. II.3.

de aglomerados, pero como anteriormente se ha indicado debe pasar en segundo lugar detrás de un compactador de neumáticos pesado (o una máquina vibrante).

En Europa, las ruedas tienen diámetros parecidos.

En Estados Unidos hay una gran diferencia entre el diámetro de la rueda delantera motriz y la rueda trasera directriz, el asiento del conductor está colocado, muy frecuentemente, sobre esta última rueda o muy próximo a ella.

3.º La tercera disposición (rodillo a llantas lisas «trieje») es menos frecuente y se encuentra en los de fabricación americana, inglesa, danesa y rusa. Se le reprocha, frecuentemente, la maneabilidad y estabilidad. Un constructor inglés ha convertido el armazón de esta máquina en articulado, lo que le da una capacidad de maniobra mucho mayor.

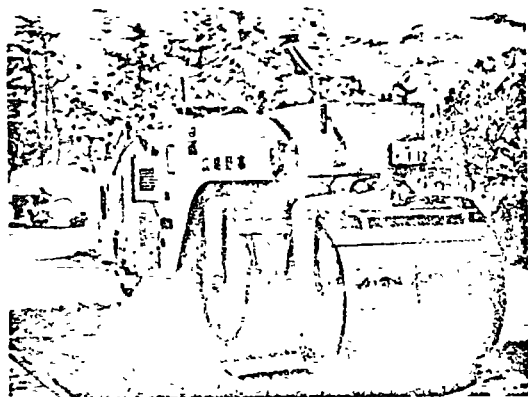


FIG. II.1. — Rodillo compresor "trieje".

2.3. — Pesos totales en carga

Varían de 1,5 t hasta 20 t o, muy excepcionalmente, hasta 25 t. La mayor parte de las máquinas son lastrables. Los histogramas (fig. II.4 y II.5) nos indicaban que los pesos máximos más frecuentes son los comprendidos entre 10 y 15 t.

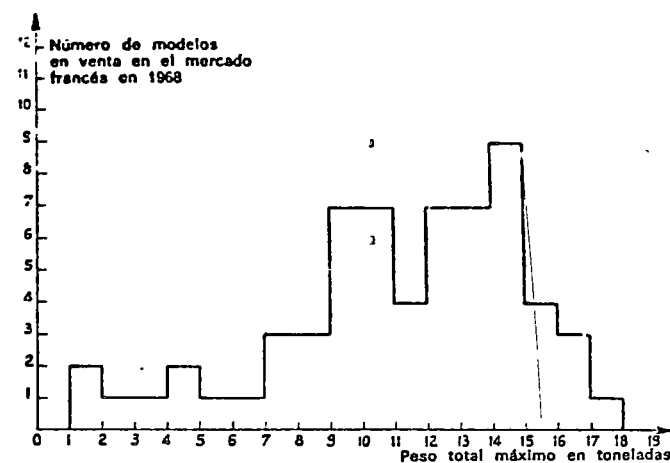


FIG. II.4. — Histograma del número de modelos de un peso total máximo dado (rodillo de llantas lisas triciclos).

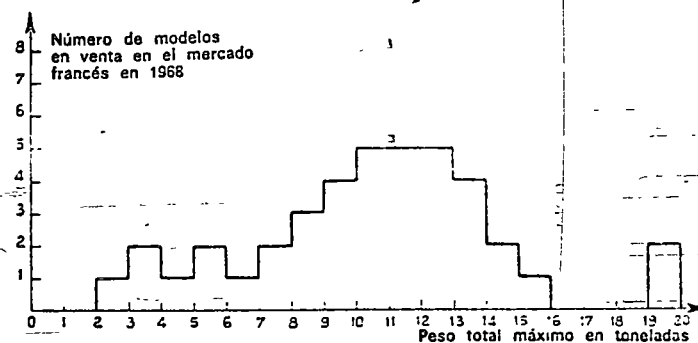


FIG. II.5. — Histograma del número de modelos de un peso total máximo dado (rodillos de llantas lisas tándem).

Las figuras II.6 y II.7 nos muestran que el lastre, para la mayor parte de los triciclos, está comprendido entre el 15 y el 40 % del peso en vacío. Para los tándems la dispersión es mayor (entre el 15 % y el 70 % del peso en vacío) y la variación del lastre es más importante.

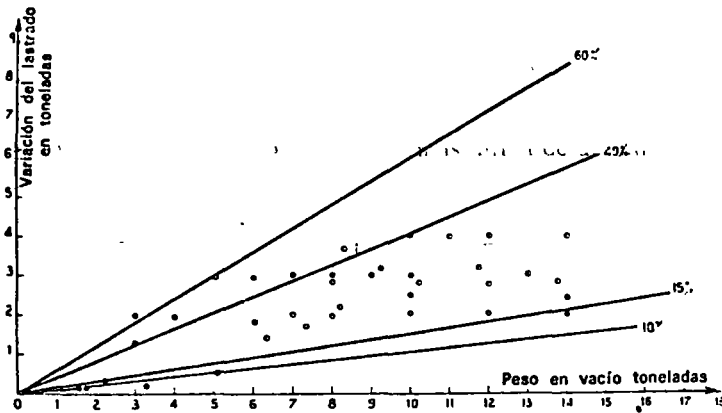


FIG. 11.6. — Variación del lastrado en toneladas en función del peso en vacío.

Además, se ve que hay tres máquinas que gozan del favor de los constructores: las de 8 t lastrables a 10 t, las de 8 t a 12 t y las de 10 t a 14 t.

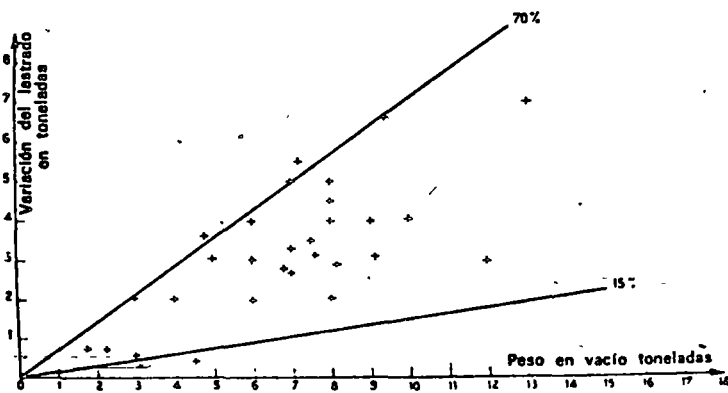


FIG. 11.7. — Variación del lastrado en función del peso en vacío.

2.4. — Carga por centímetro de generatriz

Para todas las máquinas estáticas el peso total en carga (o más exactamente el peso total por rueda) constituye una de las dos características esenciales, la segunda (presión de contacto) es más difícil de definir.

En efecto, sobre un suelo muy rígido, cada una de las llantas de la máquina parece que se apoya siguiendo una de sus generatrices; bien entendido que en realidad, hay un ligero aplastamiento del material que crea una superficie de contacto constituida por un rectángulo muy alargado en el sentido del ancho de la máquina, pero esta superficie es muy difícil de definir. Solamente se puede afirmar que las presiones de contacto son elevadas y que aumentan para el mismo punto a medida que prosigue la compactación hasta llegar a un determinado límite.

La única característica fácil de dar es la carga por centímetro de generatriz. Recordemos que anteriormente en el capítulo I § 4.6 hemos señalado la influencia que tenía sobre la profundidad compactada.

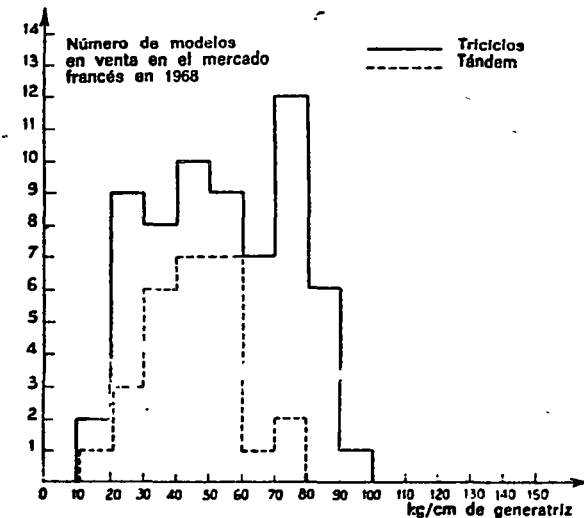


FIG. 11.8. — Histograma del número de modelos que poseen una carga dada por centímetro de generatriz.

Esta carga por unidad de longitud de generatriz es casi siempre mayor en las llantas motoras que en las directrices. Existen, no obstante, algunas maquinas en las que esta disposicion está invertida.

Esta carga raramente es menor de 20 kg/cm y no sobrepasa 110 kg/cm.

Los desequilibrios más importantes entre la delantera y trasera se dan en los triciclos donde la carga sobre la llanta directriz es alrededor de 25 kg/cm sin lastre y llega de 30 a 40 kg/cm lastrada, mientras que en el eje motor se llega de 90 a 100 e incluso 110 kg/cm cuando se ha colocado el lastre, disminuyendo la carga hasta unos 65 kg/cm sin el lastre.

Los tándem están mucho más equilibrados, como lo demuestra el reparto dado a continuación para dos máquinas de fabricación francesa.

CUADRO III

	Delantera		Trasera	
	Sin lastre	Con lastre máximo	Sin lastre	Con lastre máximo
Máquina A . .	23	35	33	53
Máquina B . .	24,2	36,4	25,8	39

En U.S.A. se respeta mucho menos este reparto del peso entre las ruedas de los tándem.

La figura II.8 nos da el histograma del número de modelos clasificados en función de la carga por centímetro de generatriz. El nos indica que la presión máxima es muy variable para los triciclos sin que los constructores señalen una clara preferencia mientras que en los tándem, la presión media más frecuente es de 40 a 60 kg/cm.

2.5. — Ancho de compactación

Las figuras II.9 y II.10 son los histogramas de los anchos de compactación.

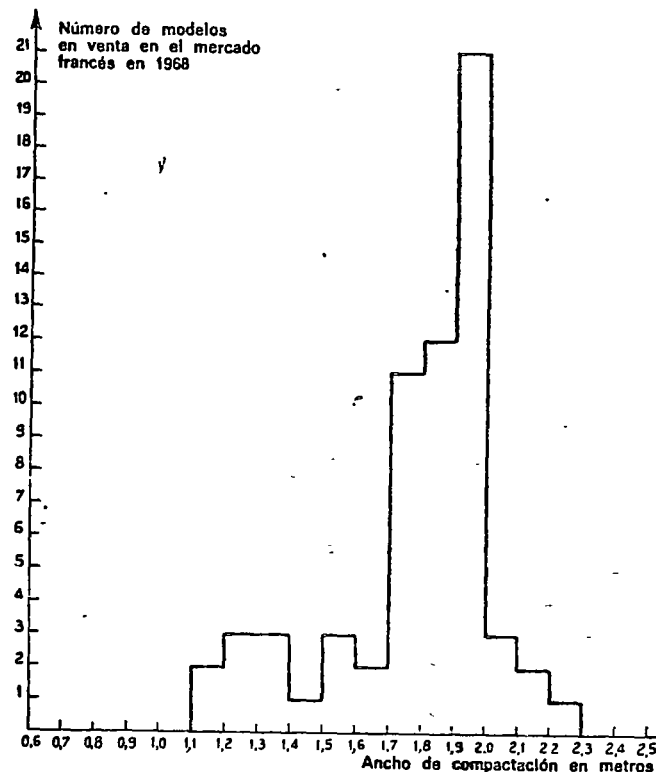


FIG. II.9. — Histograma del número de modelos que poseen un ancho de compactación dado (rodillos triciclos).

La figura II.9 indica que, para los triciclos, el ancho con mucho más frecuente es de unos 2 m (1,70 m a 2 m) mientras que en la figura II.10 se ve que los tándem son menos anchos.

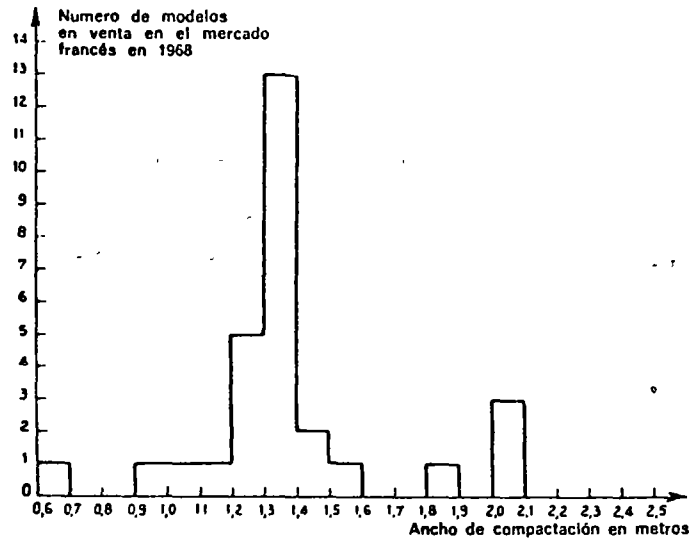


FIG. II.10.—Histograma del número de modelos que poseen un ancho de compactación dado (rodillos tándem).

2.6.— Eficacia

2.6.1.— Recordemos que en el § 4.6 del primer capítulo, indicábamos que su eficacia en profundidad era pequeña.

2.6.2.— Por el contrario, es muy elevada la presión ejercida en la superficie de la capa de suelo a compactar. Resulta, pues, que la acción superficial de estas máquinas puede ser considerable.

Esto no debe extrañarnos ya que en el § 4.5 del primer capítulo indicábamos que un compactador de neumáticos compactaba en superficie en tanto que la presión de contacto fuera elevada y, en profundidad, en tanto que fuera elevada la carga.

Esto es, también lo que se comprueba: después de la compactación con una máquina de neumáticos, una pasada de cilindro liso mejora el peso específico seco en superficie

2.6.3.— Este aumento crea una corteza rígida que aumenta el módulo medio de la capa compactada.

2.6.4.— Por último, esta acción superficial crea un alisado que puede ser muy útil.

Vamos a ver, en efecto, que, en la compactación de suelos finos, frecuentemente es útil y a veces indispensable finalizar el trabajo de la jornada con un alisado que cierra la superficie, la vuelve más impermeable y se opone a la penetración del agua (ver capítulo V, § 3.2.4).

También en la compactación de los aglomerados, el rodillo compresor de llantas lisas es frecuentemente indispensable para borrar las huellas dejadas por el compactador de neumáticos y perfeccionar la ejecución de las juntas (ver, no obstante, capítulo IV, § 7.2.8).

2.7.— Accesorios

2.7.1.— Antiguamente el accesorio esencial de estas máquinas era la reja arrastrada o montada sobre el mismo compactador.

Esta reja estaba destinada a escarificar la superficie de la calzada en la que se pretendía recargar el macadam para asegurar una buena ligazón entre la vieja estructura y la capa de material añadido. Además, después de la escarificación se podía, de esta manera, renivelar la calzada y evitar que se reprodujeran las antiguas deformaciones.

2.7.2.— *Remolque.* Tradicionalmente, y también casi folklórico, era el remolque donde habitaba el maquinista y su familia, servidumbre nacida de la falta de movilidad de esta máquina.

2.7.3.— Hemos señalado que algunos fabricantes, para aumentar esta movilidad, añadían ruedas de neumáticos que servían para el transporte de obra a obra.

2.7.4.— *Montaje de ruedas sobre suspensión elástica.* Este dispositivo no estaba destinado solamente a aumentar la velocidad de circulación y por consiguiente, la movilidad, sino que también tenía la finalidad de hacer penetrar mejor las llantas en

los baches y adaptarse a los perfiles bombeados. Antes de la aparición de los compactadores de neumáticos, esta posibilidad de equipo había merecido el favor de los contratistas.

2.7.5. — Reemplazamiento de ruedas a llantas lisas por ruedas de neumáticos. Esta posibilidad precedió a la creación de los compactadores de neumáticos. Su inconveniente estaba en la falta de solape entre las ruedas del tren delantero y las del tren trasero. Además, era muy desigual el reparto de las cargas entre el tren delantero y el tren trasero.

2.7.6. — Dispositivo de riego de las ruedas. Este accesorio no está, como los precedentes, más o menos caduco. Este dispositivo es, en efecto, casi indispensable para la compactación de los aglomerados. Está constituido, corrientemente, por una rampa que se alimenta por gravedad desde un depósito situado a una altura suficiente sobre la máquina. Evita que el aglomerado se pegue a la llanta metálica.

2.7.7. — Forma del lastrado. La variación de peso de la máquina, generalmente, se realiza con la ayuda de sectores de hierro colocados en las ruedas, o por el lastrado directo con arena o

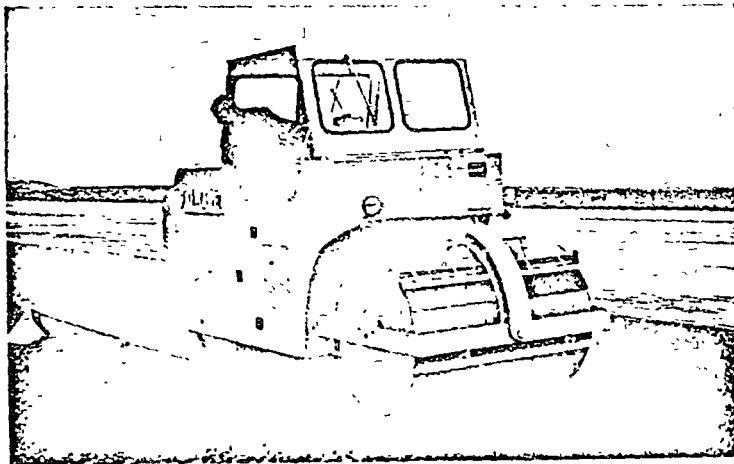


FIG. II.11. — Rodillo de llantas lisas tandem de 8 a 12 t.
(Foto Alharet.)

agua del interior de las ruedas. El empleo del agua tiene el riesgo de congelarse en invierno. La arena tiene la doble ventaja de no congelarse y de tener un peso específico más elevado.

El material más moderno permite una variación más importante del lastre por incorporación de pesas en el chasis. Todo el conjunto motopropulsor está situado entonces sobre la parte trasera del rodillo. La variación de lastre es de una decena de toneladas.

3. — RODILLOS DE PATA DE CABRA Y SIMILARES

3.1. — Generalidades

3.1.1. — Los rodillos de patas de cabra tienen como elementos activos unos cilindros metálicos erizados de protuberancias generalmente fijas llamadas *patas de cabra* (fig. II.11).

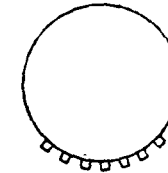


FIG. II.11. — Principio del rodillo de patas de cabra.

La acción del compactador es semejante al paso de un rebaño cuyas innumerables patas penetran en el suelo y lo compactan. La leyenda dice que se ha utilizado para compactar terraplenes precisamente la acción debida al paso del ganado.

3.1.2. — Los fabricantes se las han ingeniado para variar la forma de las patas atribuyendo propiedades notables a las que ellos habían diseñado. Sin negar la influencia de esta forma estimamos que no es necesario exagerarla.

3.1.3. — Relacionaremos con este tipo de compactadores los rodillos de reja, en los cuales el cilindro tiene como superficie lateral un enrejado (fig II.12) y los rodillos a segmentos donde las patas tienen una superficie más importante y frecuentemente puede variarse.

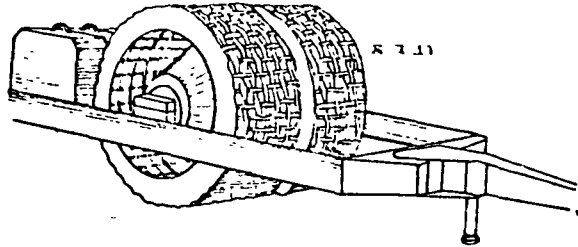


FIG II.12. — Principio del rodillo de rejilla.

3.1.4. — Se puede observar, también, que la eficacia reducida en profundidad del rodillo de llantas lisas proviene, en definitiva, del hecho de que la carga por unidad de longitud de generatriz no es suficientemente grande. Se aumentaría la eficacia conservando el mismo peso total, pero disminuyendo la longitud de la generatriz. Reduciendo la longitud del cilindro podríamos obtener resultados semejantes pero tropezaríamos entonces con problemas de estabilidad.

Es mejor dividir la generatriz en pequeños elementos sucesivos. Operando de esta manera, se obtiene un rodillo de pata de cabra.

Respecto a la idea que ha dado origen a estas máquinas ha sido la de concentrar la carga en pequeñas superficies que punzonan el suelo, penetran en el macizo y compactan en profundidad sobre una serie de pequeñas superficies.

Este punzonamiento no plantea problemas *al movimiento* (ver capítulo V, § 1.3) ya que cuando la pata ha penetrado en toda su altura, el cilindro reposa a todo lo largo de la generatriz y disminuye considerablemente la presión de contacto.

3.1.5. — Se han utilizado mucho estas máquinas para compactar terraplenes o los cimientos del firme compuestos de elemen-

tos finos. Reemplazaban muy ventajosamente al rodillo de llantas lisas por las razones anteriormente expuestas.

La aparición de los compactadores de neumáticos, más polivalentes, ha hecho menos indispensable su empleo.

No obstante, siguen utilizándose para la compactación de los suelos finos.

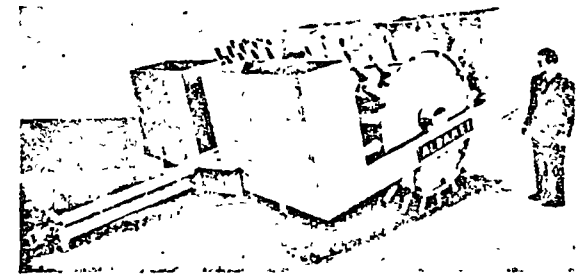
Los rodillos de reja puede que sean irremplazables cuando es necesario fragmentar elementos gruesos (1) (ver capítulo IV, § 3.4).

3.2. — Descripción general y clasificación

Como anteriormente hemos indicado, entre estas máquinas distinguiremos las que son remolcadas o autopropulsadas:

- los rodillos de pata de cabra;
- los rodillos de reja;
- los rodillos de segmentos.

3.2.1. — *Rodillos de pata de cabra remolcados.* Este tipo de máquinas es el más numeroso.



(1) Se nos ha indicado que se obtiene la fragmentación con otras

(1) Se nos ha indicado que se obtiene la fragmentación con otras máquinas ("rodillos de puntas o puas").

Están constituidos por un chasis que puede llevar un solo cilindro provisto de patas, o dos cilindros en el mismo eje dispuestos entonces a una y otra parte de un timón.

Estos chasis están constituidos de tal forma que se pueden enganchar a un mismo tractor dos máquinas, una detrás de otra; es, además, frecuente este tipo de utilización.

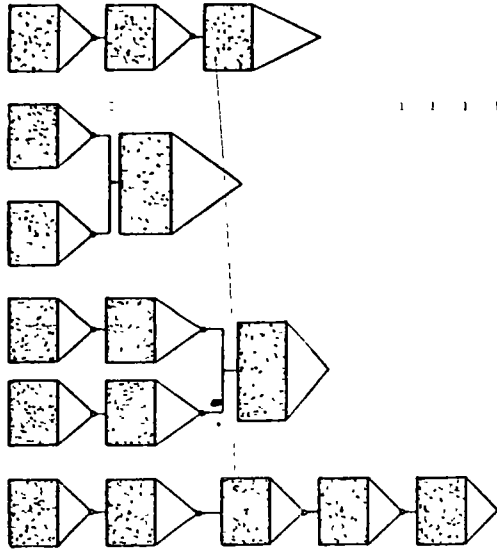


FIG. II.13. — Diversas posibilidades de atalaje y agrupamiento de rodillos de pata de cabra remolcados.

Las diferentes disposiciones de atalaje pueden obtenerse como indica la figura II.13.

La figura II.15 nos da la relación entre el peso total en vacío y el peso total con lastre para un número limitado de modelos. Se ve que el lastrado dobla sensiblemente el peso de la máquina en vacío.

1.º Características de las patas:

- a) su longitud es poco variable (de 17 a 26 cm);
- b) Por el contrario, su superficie de apoyo va de 14 a 140 centímetros cuadrados; los valores más frecuentes se encuentran alrededor de 40 cm²;

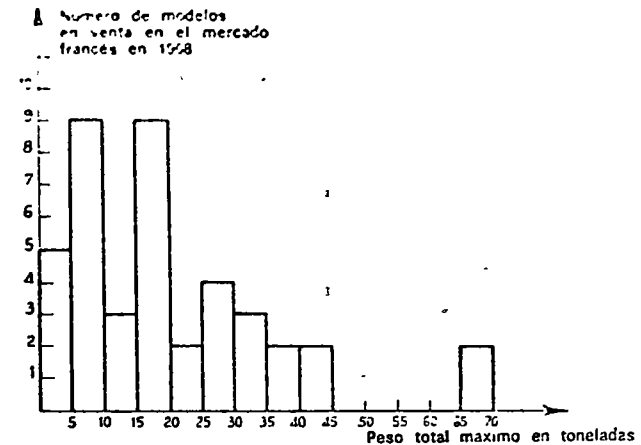


FIG. II.14. — Histograma del número de modelos con un peso total máximo dado (rodillos de patas de cabra remolcados).

c) Su forma. La superficie de apoyo más corriente es plana y perpendicular al eje de la pata, pudiendo ser circular, cuadrada o rectangular. No obstante, puede ser oblicua o incluso que esté compuesta de dos planos.

Un fabricante dice que en el momento en que la pata sale de la huella que ha dejado en el suelo, cizalla una parte de la huella y tiene un efecto de descompactación. Para evitar esto ha estudiado la forma de las patas de sus compactadores. Sin discutir este punto de vista no estamos muy persuadidos de que sea muy importante el beneficio obtenido.

2.º Presión de contacto. Es extremadamente variable puesto que pasa de una veintena de bars para los más ligeros hasta más de 100 bars.

Llamamos la atención sobre una máquina con la que se alcanza una presión de 220 bares (corresponde a una con la pata de muy pequeña superficie: 14 cm²) destinada a fragmentar los elementos del suelo antes de la compactación.

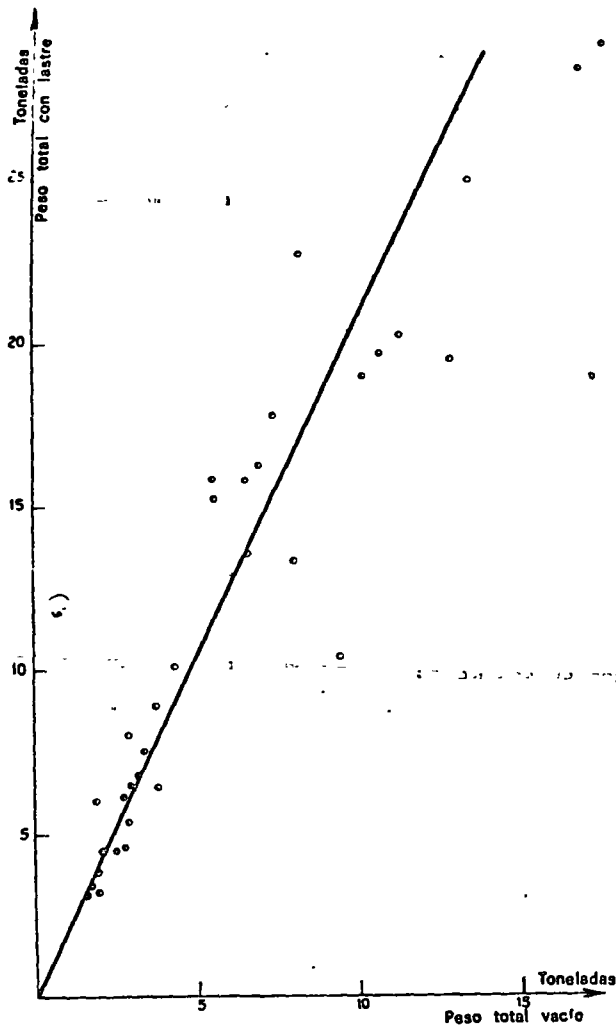


FIG. II.15. — Correlación entre pesos en vacío y pesos con lastre.

Excepto este caso particular que no figura en el histograma (fig. II.16) realizado con veintiocho modelos, se ve claramente que hay tres categorías de máquinas:

- Las correspondientes a unos 25 bares;
- Las correspondientes a unos 50 bares;
- Las correspondientes a unos 100 bares.

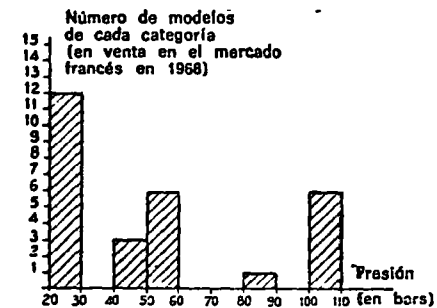


FIG. II.16. — Histograma del número de modelos que tienen una presión dada (en bares) (rodillos de patas de cabra remolcados, pesos lastrados).

3.º *Anchos de compactación.* Varían de 1,20 m. hasta 5 m. para las máquinas que llevan varios rodillos.

Sería vano construir un histograma ya que los anchos obtenidos varían en función de la disposición del atalaje.

3.2.2. — *Rodillos de pata de cabra autopropulsados.* Comienzan a difundirse en los EE.UU. Las características son parecidas a las de las máquinas remolcadas.

Su campo de acción parece reservado a las obras importantes de países muy desarrollados en los que se puede amortizar un motor (no hace otro trabajo mientras que el tractor se utiliza en otros empleos). Estas máquinas tienen una mayor movilidad sobre el terreno que los rodillos remolcados, al menos mientras no se trate de máquinas muy pesadas, a las que sólo el tractor oruga puede arrastrar sobre todos los tipos de suelos.

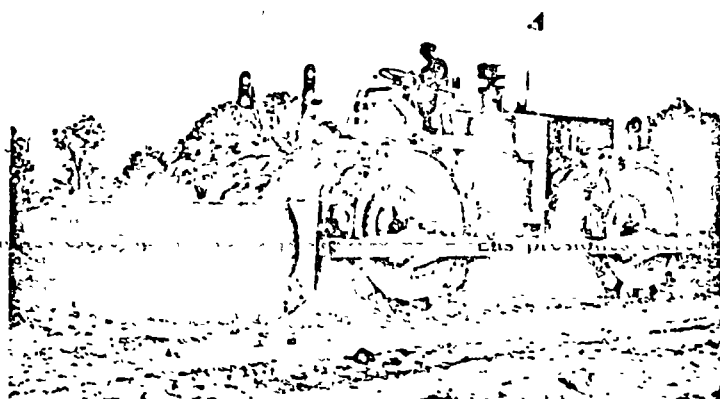


FIG. II.IV. — Rodillos de pata de cabra autopropulsados; máquina articulada de 40 t; ancho de compactación: 2.80 m. Producción teórica: 2.000 m³/h. Obra de la autopista A6: Empresa Deschiron.

(Foto Bergerat-Monnoyeur.)

3.2.3. — Rodillos de rejilla. Estas máquinas, poco numerosas en Francia, se crearon hace veinte años para emplearlas en los procedimientos del *retread*.

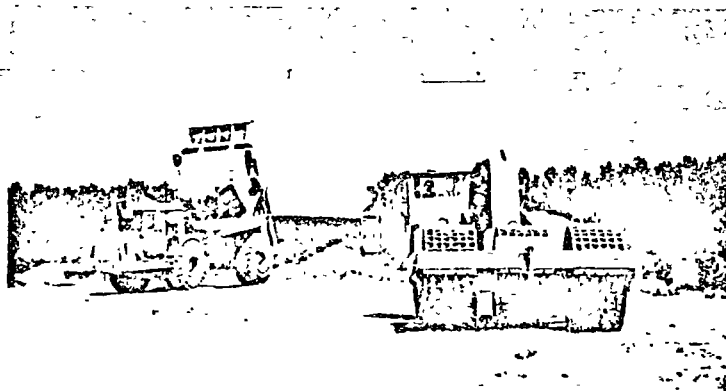


FIG. II.V. — Redillo de rejilla (*grid roller*): arrastrado por un tractor C.A.T. DW 21, con tres rodillos, ancho 3 m, con rodillo central oscilante verticalmente, en chasis separado (obra autopista, sección Vitrolles-Les Pennes-Mirabeau. Empresa Valérian). Observar el acabado obtenido directamente detrás del rodillo.

(Foto Bergerat-Monnoyeur.)

Tienen una forma, en general, comparable a la de los rodillos de patas de cabra remolcados, es decir, que su chasis soporta, también, por intermedio de un timón, dos cilindros en el mismo eje situados a una y otra parte del mismo. Pero en lugar de tener el cilindro una superficie lateral erizada de patas esta constituido por una rejilla analoga a la de una criba.

Puede decirse, en relación con los de patas de cabra, que las partes protuberantes se han sustituido por huecos.

Las presiones ejercidas sobre los alambres de la rejilla son muy elevadas y logran triturar los elementos más gruesos cuando no están constituidos por rocas muy duras. Este compactador se aplicará especialmente a los terraplenes de rocas blandas (calizas y margas).

3.2.4. — Rodillos de segmentos. En lugar de patas de pequeña sección se utilizan rectángulos alargados en los que el mayor lado curvilíneo es un arco de círculo y el lado más pequeño un elemento de la generatriz.

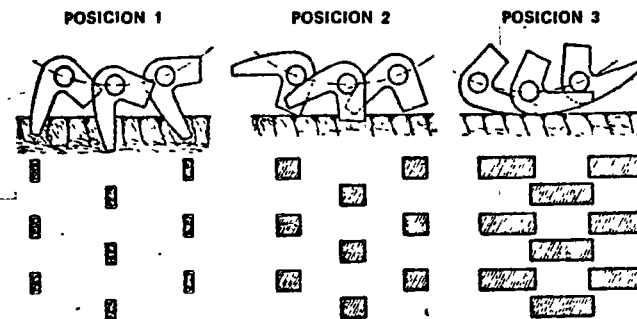


FIG. II.17. — Diversas posiciones de los segmentos de un rodillo de segmentos móviles.

Dicho de otra manera, el rodillo de segmentos es intermedio entre el rodillo de patas y el rodillo compresor de llantas lisas.

El dispositivo más original y más interesante es el que permite hacer girar cada pata alrededor de un eje paralelo al del cilindro, de tal forma que puede adoptar una posición donde se presenta como una pata o una posición en que trabaja como un segmento o además una posición en la que todas las patas estén recogidas obteniendo prácticamente un cilindro liso. Todas estas

posiciones pueden dársele durante las sucesivas fases de una misma compactación. Muy interesante en la época que se concibió (hace más de 15 años) tiene un precio de venta prohibitivo.

3.3. — Accesorios

3.3.1. — *Lastre*. Los rodillos de pata de cabra propiamente dichos se les puede lastrar de tres maneras diferentes:

a) Con agua en los cilindros. El inconveniente de este procedimiento (ya señalado en los rodillos de llantas lisas) es el riesgo de la congelación.

b) Con arena en los cilindros. No solamente desaparece el inconveniente precedente, sino que, además, el peso específico de la arena es notablemente más elevado que el del agua.

c) Con lastre fijo sobre el chasis (caja de lastre llena de arena o lugares para colocar bloques de hormigón pesado).

Los rodillos de rejilla son generalmente poco lastrables; algunos constructores disponen en la delantera y trasera de sus máquinas, cajas de lastre de pequeña capacidad. Otros prefieren disponer emplazamiento donde colocar bloques de hormigón de chatarra.

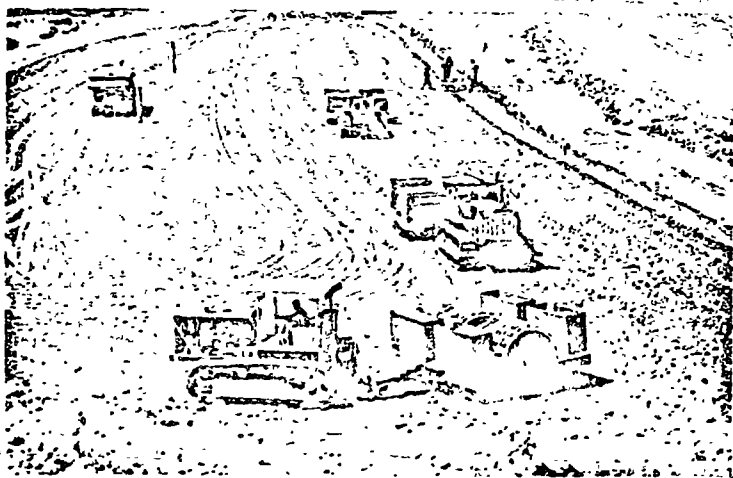


FIG. II.VI. — Obra de fragmentación-compactación de margas de Stampien por medio de rodillos de puntas y rodillos de patas de cabra (canal de la Durance). (Foto Colección Albaret)

3.4. — Varios

También hay que señalar los *rodillos de segmentos* autopropulsados y la adaptación de ruedas segmentadas en tractores de neumáticos en el lugar y la posición de los neumáticos.

4. — COMPACTADORES DE NEUMATICOS

4.1. — Generalidades

Hacia 1950 apareció en Francia este tipo de máquinas que pronto se impuso por las ventajas que le confiere un empleo casi universal.

Los suelos cohesivos o las capas del firme, gravas simples o tratadas, tratamientos superficiales o aglomerados bituminosos, son ejemplos de los materiales que pueden compactar.

Los únicos materiales que casi escapan a su aplicación son las arenas de granulometría cortada. Aunque es preciso señalar que, a menudo, estos materiales no son capaces de conservar las densidades que se les ha dado (ver cap. V, § 5).

Esta casi universalidad no quiere decir que no tengan competencia.

Por una parte, no es siempre para cada tipo de suelo el compactador más apropiado, el más eficaz o el más económico. Sin embargo, hay que destacar que, al menos, en las obras de tipo medio, el contratista generalmente prefiere una máquina única que sirva para todo, a una serie completa de máquinas en la que cada una puede que sea más económica en un aspecto dado, pero que de hecho no tiene más que un reducido número de horas de utilización y cuya amortización es más difícil, o que para ser convenientemente empleada necesita desplazarse frecuentemente.

Por otra parte, a los compactadores de neumáticos les hacen cada vez más la competencia las apisonadoras vibrantes, que también son de un empleo casi universal (ver cap. II, § 5) y que por este hecho se emplean cada vez más y cuyos únicos inconvenientes, limitados, no obstante, a determinados tipos de trabajos,

residen, por una parte, en la excesiva rigidez de las superficies de aplicación sobre los materiales a compactar, lo que no es conveniente para determinadas compactaciones y, por otra parte, en su coste de explotación (menor robustez) y su empleo técnico más difícil.

Una de las características esenciales del compactador de neumáticos y una de sus ventajas, reside en el hecho de que la superficie de contacto con el suelo es flexible y que la máquina no ejerce, pues, sobre los granos del suelo, ni presiones muy elevadas procedentes de la concentración de esfuerzos, ni choques brutales. Las partículas no corren, pues, el riesgo de romperse o aplastarse, lo que hace al compactador de neumáticos sea casi irremplazable para los tratamientos superficiales y las bases constituidas por áridos relativamente blandos.

Otra ventaja importante de estas máquinas es su facilidad de transporte. Ya sean remolcados o autopropulsados, sobre todo en este caso, pueden desplazarse por la carretera a velocidades notables, y no es necesario transportarlos en un remolque y, por tanto, su desplazamiento de una obra a otra, se realiza en un tiempo no muy diferente, sino, por el contrario, muy parecido al de las máquinas de obra más rápidas como, por ejemplo, las motoniveladoras.

Esta ventaja, no aparente cuando se intenta valorar la producción de un compactador, se traduce, sin embargo, para el contratista de carreteras en innegables economías (ver cap. V, § 3.3.1).

4.2. — Descripción general

Estas máquinas están constituidas esencialmente por un chasis que constituye la caja para el lastre o que lleva las cajas. En los compactadores autopropulsados, este chasis lleva también un grupo motriz más o menos análogo al de los rodillos de llantas lisas.

4.2.1. — *Sistemas de suspensión de las ruedas.* Este chasis lleva las ruedas alineadas en una o varias filas, pero independientes las unas de las otras la mayoría de las veces. Este grado de independencia es muy importante para la acción del compactador sobre el suelo a compactar.

Lo esencial del compactador es su *tren de rodadura* puesto que por intermedio de él, se aplican al material a compactar las cargas que le densifican. Este tren de rodadura está unido al chasis por una suspensión que puede adoptar las siguientes disposiciones:

1.º *Sistema indeformable:* Se calificará de indeformable un sistema tal que las uniones entre las mismas ruedas y las de éstas con el chasis, no permitan ningún movimiento relativo apreciable entre los centros de las ruedas.

2.º *Sistema elástico:* Se denominará así al sistema tal en el que las uniones de las ruedas entre ellas y con el chasis permiten movimientos relativos apreciables, consecuencia de las deformaciones elásticas de órganos previstos a este efecto.

3.º *Sistema deformable:* Por definición en este caso, las uniones de las ruedas entre ellas y con el chasis, permiten movimientos relativos apreciables por medio de juego de articulaciones, bielas, guías, émbolo hidráulico, etc., previstos a este efecto

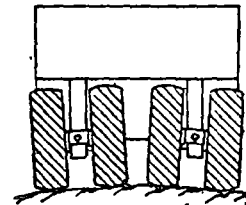


FIG. II.18.

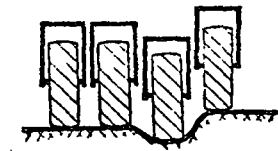


FIG. II.19.

La mayor parte de los compactadores de neumáticos llevan una suspensión de sistema deformable de manera que, por una parte, todas las ruedas se apoyen bien sobre el suelo a compactar y, por otra parte, se ejerce una acción de amasado. El dispositivo más clásico agrupa las ruedas por pares sobre un balancín. Este balancín va apoyado en un pivote paralelo al eje de marcha de la

máquina (fig. II.18) Los ejes de cada una de las dos ruedas en lugar de ser exactamente perpendiculares al pivote, forman con él un ángulo distinto de 90°.

Un constructor francés ha intentado realizar una suspensión que condujera a presiones de contacto tan uniformes como fuera posible en cada una de las ruedas. Para esto ha montado cada rueda del tren delantero sobre un émbolo hidráulico de tal forma que los cilindros se comunican entre ellos. La presión se iguala en todos los émbolos y la carga de la máquina se reparte por igual en todas las ruedas (fig. II.19). En el tren trasero la igualdad de las cargas entre las ruedas, se obtiene por otro procedimiento; ha llamado a este dispositivo *isostático* lo que da una ampliación al sentido que esta palabra tiene en resistencia de materiales.

Conforme a la definición adoptada por el grupo de compactación de la C.E.M.A.G., llamaremos *isostaticidad* a la propiedad de la suspensión de un compactador de neumáticos de repartir más o menos uniformemente su peso total entre sus diferentes ruedas, frente a las diversas irregularidades del relieve del suelo.

Para apreciar esta isostaticidad y siguiendo siempre a la C.E.M.A.G., representaremos esta propiedad por un gráfico que muestra, para cada una de las ruedas del compactador, cuando ésta está desnivelada en relación con las otras que se apoyan sobre un suelo plano rígido, la variación de la relación:

$$\frac{(N-1) P_i}{P_T - P_i}$$

de la carga P_i soportada por dicha rueda de la fila i respecto de la carga media teórica de las otras ruedas $N-1$

$$\left(\text{siendo esta carga media } \frac{P_T - P_i}{N-1} \right),$$

siendo P_T el peso total y N el número de ruedas. En este gráfico llevaremos en abscisas la desnivelación contada positivamente por encima del plano de referencia y en ordenadas la relación:

$$k = \frac{(N-1) P_i}{P_T - P_i}$$

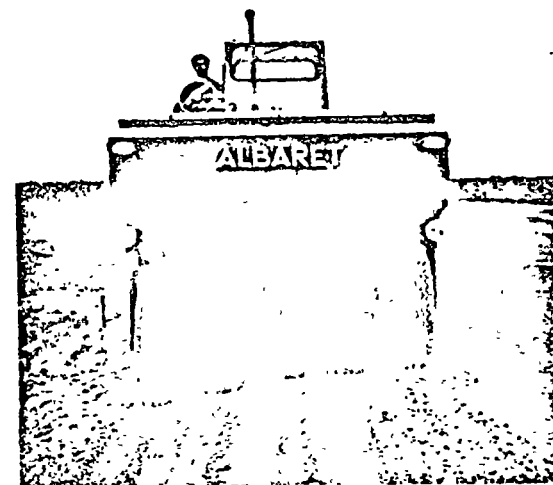


FIG. II.VII. — Compactación de arcenes por medio de un "Isopactor" de 25 t (autopista A1). Se observarán los émbolos hidráulicos que permiten el decalage en altura de las ruedas.

(Foto colección Albaret.)

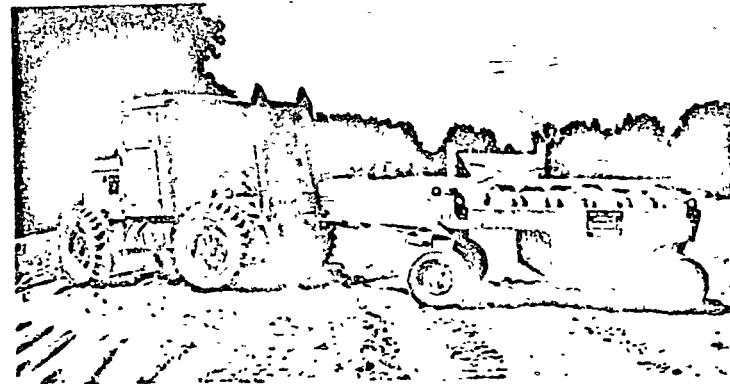


FIG. II.VIII. — Compactador de neumáticos remolcado, de trece ruedas; peso mínimo: 2 t; peso máximo: 15 t; ancho de compactación 2 m, movimiento pendular.

(Foto Rubner.)

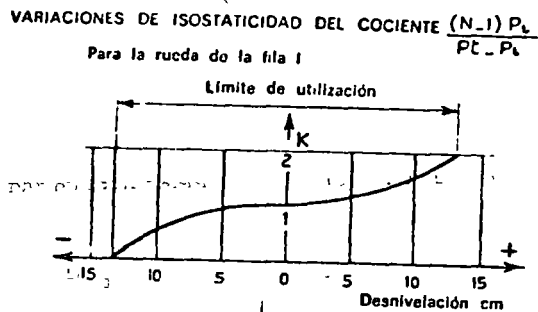


FIG. II.20.

Nos limitaremos a los valores de k inferiores a 2 (fig. II.20).

Ciertamente, es muy difícil juzgar las ventajas y los inconvenientes de los dos sistemas deformables que hemos presentado, en tanto que los controles de compactación se efectúen con campos de error del mismo orden de magnitud que la probable diferencia de estas acciones. La igualdad de las cargas entre las ruedas parece ciertamente deseable. No obstante, se puede observar que la acción de amasado debida al sistema pendular puede ser que tenga una eficacia conveniente. En el capítulo primero, § 6.4.2, expusimos la influencia de los esfuerzos horizontales señalados, especialmente, por Luther [V]. En apoyo de esta teoría podría citarse la opinión de Ansart que en una obra había observado una mayor eficacia de una máquina «isostática» cuando se bloqueaba parcialmente el sistema de isostaticidad.

4.2.2. — *Tipos de compactadores y pesos.* En el presente capítulo § 1.2 hemos indicado que los compactadores se dividen en:

- compactadores de neumáticos remolcados con una sola fila de ruedas;
- compactadores de neumáticos remolcados con doble fila de ruedas;
- compactadores de neumáticos autopropulsados.

Si la mayor parte de estas máquinas no se distinguen por sus dimensiones transversales, ya que se aproximan al galibo normal de carreteras de 2,50 m; pero, por el contrario, su altura y su peso son muy diferentes.

En efecto, algunas de las máquinas remolcadas son de bajo tonelaje pero la mayor parte de los compactadores de neumáticos no autopropulsados son máquinas muy voluminosas que llevan una sola fila de ruedas que separa dos cajas de lastre, una delante y otra detrás.

1.º *Compactadores remolcados de una sola fila de ruedas.* Las máquinas más pesadas son todos compactadores remolcados de una sola fila de ruedas. El cuadro IV nos da el reparto de estos pesos entre las ruedas para ocho modelos bien determinados.

CUADRO IV

Peso de compactadores de neumáticos de una sola fila de ruedas

Peso total (t)	Número de ruedas	Peso por rueda (t)
30	4	7,5
45	4	11,25
54	4	13,50
60	4	15
68	4	17
91	4	22,75
100	4	25
113	5	24,20

Refiriéndonos a la teoría de Simon (ver cap. primero, § 4), se comprende que estas máquinas están destinadas a compactar grandes espesores de material y, por consiguiente, se utilizan sobre todo en los grandes terraplenes. Su empleo en la técnica de carreteras es, por tanto, menos frecuente que en las presas de tierra. Está limitado a los grandes terraplenes de autopistas y a los de determinadas pistas de aeródromos, importantes por su volumen más que por su altura (ver foto).

A veces son utilizados para la «prueba de apisonado» (ver cap. III, § 2.6.1).

Estas maquinas, evidentemente muy pesadas, dejan grandes huellas y cabría preguntarse si su maniobrabilidad es buena. Pero su empleo va acompañado de potentísimos tractores provistos de orugas, los que, en caso necesario, resuelven este problema.

CUADRO V

Peso de compactadores de neumáticos con dos filas de ruedas (seis modelos)

Peso total (t)	Número de ruedas		Peso medio (t)
	Delante	Atrás	
8	4	5	0,88
10,9	5	6	0,99
11	3	4	1,57
14	6	7	1,07
14,07	6	7	1,13
15	6	7	1,15

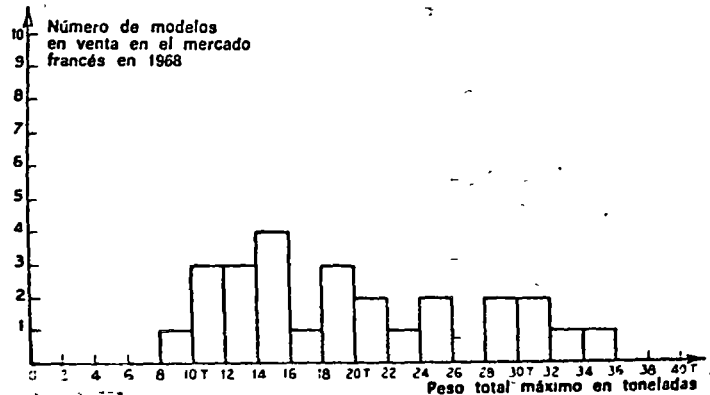


FIG. 11.21. — Histograma del número de modelos de un peso total máximo dado (compactador de neumáticos autopropulsado).

2. Compactadores remolcados con dos filas de ruedas. Son menos numerosos que los autopropulsados de los que no poseen ni la flexibilidad ni la eficacia; son máquinas de peso medio, o mejor dicho, bastante ligeras y que poseen un gran número de ruedas. La carga media por rueda es pequeña y la eficacia en profundidad se hace pronto despreciable. No se deben utilizar más que para compactar capas muy finas o para efectuar una precompactación que permita la utilización de otras máquinas.

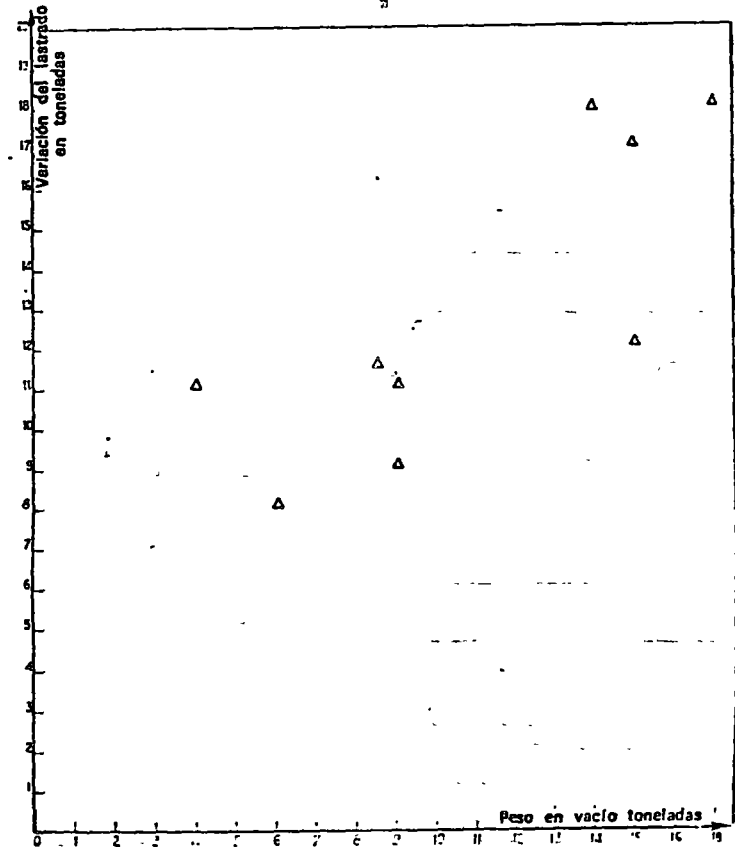


FIG. 11.22. — Variación del lastrado en función del peso en vacío (compactador de neumáticos autopropulsado).

3. *Compactadores de neumáticos autopropulsados.* Son fabricados por numerosos constructores poseyendo cada uno diversos tipos de modelos. Los pesos máximos totales más frecuentes se aproximan a las 15 t (ver fig. II.21).

Es interesante destacar que son raros los compactadores pesados (más de 30 t).

Por otra parte, la figura II.22 da la variación del lastre en función del peso en vacío. Se comprueba que esta variación es casi siempre *igual o superior* al peso en vacío.

La teoría de Simon (ver cap. primero, § 4) nos indica que interesan más los pesos por rueda que los pesos totales (fig. II.23).

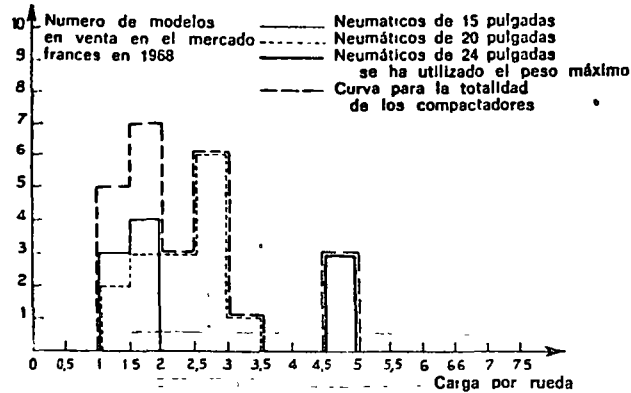


FIG. II.23. — Histograma del número de modelos que tienen una carga dada por rueda (compactador de neumáticos autopropulsado).

El histograma que damos nos indica que la mayor parte de las máquinas tienen una carga por rueda inferior a 3 t. Ahora bien, en el capítulo IV, § 5 y, sobre todo, en el § 6, estudiaremos el interés que presentan los compactadores de neumáticos de carga pesada por rueda para las bases modernas (asociados a máquinas vibrantes). Son raros, pues, los modelos que tienen la gran eficacia demostrada en esta parte de la obra.

4.2.3. — *Carga por unidad de longitud del eje.* Hay que destacar que a una determinada profundidad (y esta profundidad no es muy grande) se interfieren los bulbos de presión de los neumáticos contiguos.

Esta es la razón por la cual la carga por rueda no es suficiente para definir la acción del compactador. Luther estima que es preciso hacer intervenir la carga por unidad de longitud del eje. Definiendo la longitud del eje como la distancia que separa las caras exteriores de los neumáticos extremos de un mismo eje. Para el eje más largo esta noción se confunde con el ancho de trabajo definido en el párrafo 1.3.4 del presente capítulo. Para el eje más corto, en general la diferencia es de una rueda.

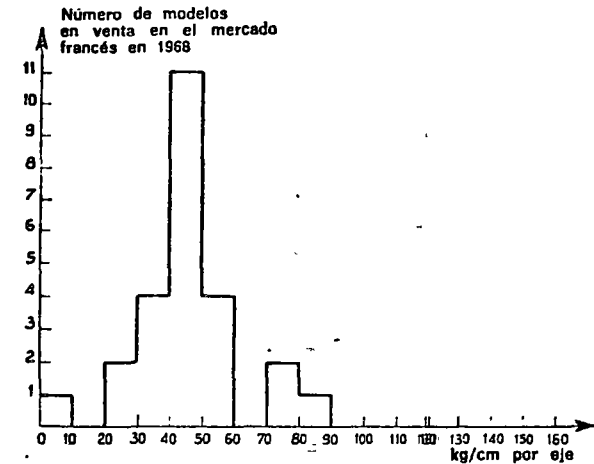


FIG. II.24. — Histograma del número de modelos que tienen una carga dada por centímetro de longitud de eje (compactador de neumáticos autopropulsado. Se ha utilizado la carga máxima).

La figura II.24 demuestra claramente que la mayor parte de las máquinas poseen una carga por centímetro de eje comprendida entre 30 y 60 kg. Raros son los modelos con cargas más pesadas.

La comparación de este valor y del indicado en el § 2.4 en relación con los rodillos de llantas lisas, indica que las cargas por unidad de longitud total son las mismas.

La mayor eficacia en profundidad de los compactadores de neumáticos no se explica más que cuando se hace intervenir, no el ancho de trabajo, sino el ancho de cobertura (ver § 1.3.4 y § 1.3.5 del presente capítulo) y su relación γ (ver § 1.3.6).

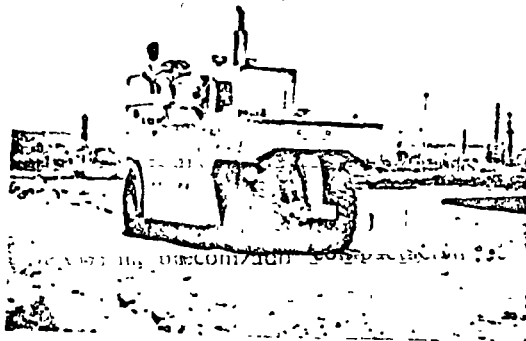


FIG. II.IX. — Compactador de neumáticos autopulsado, siete ruedas; de 17 a 35 t; movimiento de las ruedas; ancho de compactación: 2,15 m. (Foto Richier.)

Desgraciadamente, no disponemos de referencias expresadas en carga por ancho de cobertura.

4.2.4. — *Presión de contacto.* Refiriéndonos siempre a la teoría de Simon (ver capítulo primero § 4), recordemos que la presión de contacto influye en el peso específico seco obtenido en los primeros centímetros.

Desgraciadamente la presión de contacto es difícil de conocer: no es igual a la presión de inflado y está en función de la deformación del suelo a compactar.

Paramythioti [IV] ha estudiado esta presión de contacto apoyando una rueda en el suelo y midiendo la superficie de la huella. Sin entrar en los detalles del experimento, indicaremos las tres conclusiones de Paramythioti:

a) Existe una diferencia importante entre la presión de contacto así medida y la determinada sobre un plano rígido indeformable; esta diferencia puede ir de igual al doble.

b) A carga constante las variaciones importantes de presión de inflado tienen una influencia reducida sobre la presión de contacto real;

c) A igualdad de presión de inflado, la influencia de la carga total modifica claramente la presión real de contacto.

Conviene destacar que estas experiencias son delicadas y que con un suelo más o menos deformable que el estudiado por Paramythioti, los resultados podrían ser diferentes.

Ahora bien, la rigidez del suelo varía en el curso de la compactación de modo que la presión de contacto real es muy delicada de utilizar.

Evidentemente, es mucho más fácil, pero desgraciadamente menos real, efectuar tales medidas sobre un soporte rígido. Inspirándose mucho en las ideas de Simon el grupo de trabajo de compactación de la C.E.M.A.G. ha preconizado el empleo del gráfico dado a continuación, obtenido midiendo para diversos valores de la presión de inflado, la superficie total de contacto (ésta es el área de la superficie que envuelve todos los puntos solamente cuando el neumático es liso. Si éste tiene dibujo, el área es la suma de las áreas de contacto elementales).

En abscisas representamos la carga P_i que soporta el neumático, es decir, la carga de la rueda n.º i y en ordenadas la superficie S . Trazamos entonces un arco de círculo (fig. II.25) con centro en el origen que lleva la graduación de las presiones de contacto. Cada presión de contacto está representada en el gráfico por una recta radial que va desde el origen de coordenadas a cada una de las graduaciones de este círculo. Este gráfico tiene igualmente:

- la presión máxima de inflado indicada por el fabricante del neumático;
- la presión mínima si existe, es decir, si el fabricante de neumáticos sugiere esta indicación;
- la curva dada también por el mismo fabricante que da la carga máxima admisible en función de la presión de inflado;
- la carga media teórica máxima P_M y mínima P_m alcanzables con la máquina.

También se puede poner sobre una escala diferente la longitud y el ancho de las huellas.

Entonces se opera de la manera siguiente:

- a) Se fija la presión del inflado comenzando, por ejemplo, por la presión máxima y se varía la carga P_i ; para cada valor de

P_i se mide S . Trazamos ahora la curva $S = f(P_i)$ limitada por abajo, por la carga mínima por rueda y por arriba por la carga máxima por rueda.

b) Se vuelve a empezar con otra presión de inflado, y así se traza una segunda curva limitada por abajo de la misma manera. Esta curva queda limitada por arriba bien por la carga máxima por rueda, o bien por la curva que da la carga máxima admisible en función de la presión de inflado.

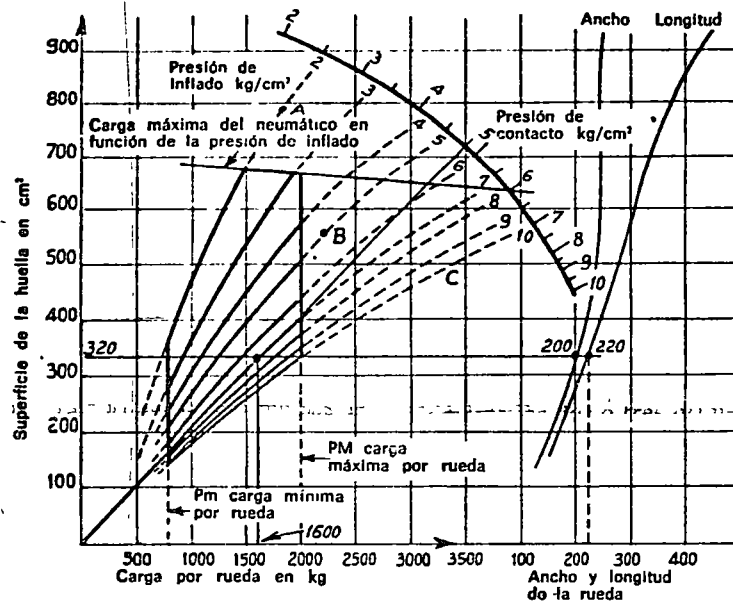


FIG. 11.25.

Ejemplo: carga por rueda: 1.600 kg; presión de hinchado: 7 kg/cm²; superficie de contacto: 320 cm²; anchura de la huella: 200 mm; longitud de la huella: 220 mm.

La presión en cada punto del área de contacto puede apartarse sensiblemente de la presión media hasta estar inclinada respecto al plano de contacto. Sin embargo, no es posible medirla.

c) Así trazamos una red de curvas que dan S en función de P_i para cada presión de inflado limitadas bien por la presión mínima si la sugiere el fabricante de neumáticos, bien por una

presión de inflado suficientemente baja para la cual se estima que no es interesante disminuirla.

Así se obtiene sobre la gráfica una superficie, en el interior de la cual se encuentra el punto representativo. Esta gráfica permite conocer en cada caso la presión de contacto (sobre un soporte rígido).

Supongamos, por ejemplo, que se fija la carga por rueda P_i en 1.600 t y que se fija la presión de inflado en 7 kg/cm². En la gráfica se lee entonces que la superficie es de 320 cm². Uniendo el punto representativo con el origen de coordenadas se lee en la escala de presiones de contacto el valor de 4,8 kg/cm². También se puede ver que la longitud y la anchura de la huella es, respectivamente, 220 y 200 mm.

Recordemos, por último, que la variación de la superficie de contacto del neumático con el suelo a compactar influye sobre la noción de solape (ver § 1.3.3. del presente capítulo).

4.2.5. — *Neumáticos lisos o neumáticos con dibujo profundo* (tipo Ingeniería Civil). Las ventajas y los inconvenientes de estos dos tipos son los siguientes:

a) El neumático con dibujo profundo descompacta claramente los dos o tres primeros centímetros de la capa a densificar. En efecto, los pequeños deslizamientos que se producen sobre la superficie de la huella cizallan el suelo, lo que casi no hace el neumático liso o con poco dibujo.

Este es un inconveniente relativo, pues esta capa será recubierta y la parte superior será entonces recompactada a través de la nueva capa. Habrá que examinar solamente el caso en que esta capa no se recubra. Entonces será mejor utilizar neumáticos lisos, que en determinados casos se imponen, además, por no dejar huellas (*ejemplo:* aglomerados).

b) En contrapartida, los neumáticos con dibujo ejercen una acción de amasado, considerada generalmente como beneficiosa, sin prueba ninguna.

c) Por último, los neumáticos con dibujo pueden interesar porque permiten una mayor fuerza de tracción o también una mayor adherencia en desplazamientos sobre carreteras mojadas.

G. Luther [V] aconseja la utilización de los neumáticos lisos para la compactación de aglomerados y el neumático tipo Ingeniería civil para las obras de tierra.

No hemos hecho nada más que destacar las ventajas y los inconvenientes de los neumáticos de tipo extremo (lisos o con dibujo profundo). También se pueden emplear neumáticos con dibujos normales que tienen las ventajas y los inconvenientes precedentes pero en menor escala.

4.2.6. — Ancho de compactación. La figura 11.26 nos muestra que los anchos de compactación más frecuentes adoptados por los constructores son los comprendidos entre 1,70 y 2 m.

Algunas máquinas sobrepasan el gálibo del código de carreteras francés. Algunos constructores han ideado artificios para obtener máquinas que durante la compactación sobrepasen el gálibo y lo cumplan en los desplazamientos.

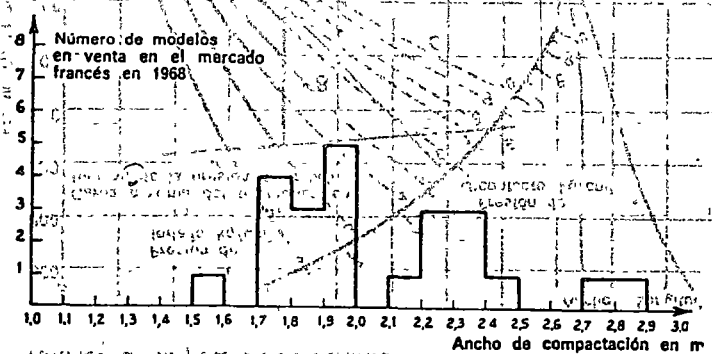


Fig. 11.26. — Histograma del número de modelos para los que el ancho de compactación es el indicado (compactadores de neumáticos autopropulsados).

4.3. — Accesorios

Los compactadores modernos, al menos los autopropulsados, tienen accesorios, de los cuales algunos se pueden considerar indispensables.

4.3.1. — El principal es el que permite variar la presión del inflado, en marcha. No es que verdaderamente haya necesidad de variar esta presión mientras el compactador trabaja, pero solo esta comodidad permite variar efectivamente la presión en la obra.

Hace falta, frecuentemente, comenzar a compactar con presión baja para efectuar una precompactación, después de la cual es necesario aumentarla para terminar la compactación y dar la rigidez a la capa puesta en obra como resultado de lo que se ha expuesto en el capítulo primero, § 4. Es preciso, por tanto, frecuentemente, variar la presión en la obra. Ahora bien, si esta variación supone una pérdida de tiempo importante, la rehuirá el conductor de la máquina. En cuanto al contratista, considerará esta pérdida de tiempo como una disminución del rendimiento que le cuesta caro. Como con una gran presión corre el riesgo de no poder dar las primeras pasadas, fijará una presión media y jamás se terminará la compactación con una gran presión, lo que es lamentable.

Entonces, esto sólo se puede paliar disponiendo de dos máquinas en la obra; esta falta de polyvalencia es onerosa y lleva a un subempleo de las máquinas.

Se puede, es cierto, objetar al respecto que en una operación de compactación en la verdadera obra, el compactador pasa sucesivamente sobre partes del suelo que acaban de ser extendidas y sobre partes que han sido extendidas anteriormente y ya están parcialmente compactadas y sobre zonas que ya están suficientemente apisonadas.

La presión del inflado debería variar entonces a cada instante, lo que es imposible.

El interés de la variación de la presión está, por tanto, en discusión.

4.3.2. — Lastrado y deslastrado. Todo dispositivo que permita colocar y quitar cómoda y rápidamente el lastre, es también muy beneficioso. Si esta operación es larga y penosa, el conductor, el jefe de obra y el contratista están predispuestos a no hacerla. Por las razones indicadas anteriormente jamás se compactará con la máxima carga y así se perderá, en parte, la eficacia del compactador.

4.3.3. — Riego de los neumáticos. El empleo de los rodillos de llantas lisas en los aglomerados había hecho indispensable el de estas llantas. Por similitud se ha creído necesario colocar un dispositivo similar en los compactadores de neumáticos. Esta tendencia se ha abandonado completamente hoy en día, ya que es el efecto inverso el que se desea: el precalentamiento de los neumáticos para evitar el que se pegue el aglomerado (1).

4.3.4. — Precalentamiento de los neumáticos. Hoy día, nos parece más útil que el riego. La compactación de los aglomerados debe hacerse utilizando en cabeza un compactador de neumáticos; para evitar que se despeguen las gravillas que se adhieran a los neumáticos basta que éstos estén a una temperatura a determinar en cada caso, pero que es del orden de 80 °C. Como los aglomerados están ellos mismos calientes, esto se consigue a menudo automáticamente al cabo de algunas pasadas.

No obstante, a veces la temperatura del aire es particularmente baja o el viento refrigera los neumáticos y éstos no llegan a alcanzar la temperatura correcta.

Generalmente basta colocar un *faldón* alrededor de los neumáticos para evitar su enfriamiento.

También se ha pensado en calentarlos, o más exactamente, en precalentarlos de manera que estén desde el comienzo de la compactación a la temperatura conveniente. Para esto se puede utilizar aire caliente o el gas del escape del motor, agua caliente o un dispositivo de rayos infrarrojos.

Estos dispositivos son poco prácticos por el momento y que sepamos no han sido utilizados industrialmente.

Es posible que más bien la técnica se oriente hacia la proyección sobre los neumáticos de productos que eviten que se peguen las gravillas del aglomerado. Se ha intentado el uso de siliconas para evitar esto. Habrá que asegurarse que estos productos no tienen una acción perjudicial sobre el ligante de los aglomerados. Si es así será preciso utilizar dispositivos de pulverización.

4.3.5. — Dispositivo de pulverización. Permite proyectar un producto antiadherente sobre la superficie de los neumáticos al

(1) Esto es cierto cuando el compactador de neumáticos se emplea en cabeza del tren de compactación. En caso contrario, es necesario el dispositivo de riego. (N. del T.)

comienzo de la compactación o cada vez que se necesite. La pulverización se obtiene por presión.

4.3.6. — Dispositivos de seguridad. Cuando las cajas de lastre son profundas, es necesario a veces colocar un enrejado para evitar que caigan los obreros en el lastre, donde podrían hundirse.

También es útil prever una barra parachoques que proteja al obrero que trabaja a pie al lado del compactador y al que puede no ver el conductor de la máquina.

4.3.7. — Cabina de conducción. La concepción de la cabina de conducción de los compactadores autopropulsados es importante. La comodidad y confort del conductor no son sólo una razón social; aumentan la eficacia de la máquina y su seguridad de empleo.

La visibilidad del campo de maniobra de la máquina se aumenta por medio de ingeniosos dispositivos que han ideado los constructores que permiten situar el asiento al costado, y que proporciona un doble puesto de maniobra que sitúa al conductor de frente tanto en marcha hacia atrás como hacia adelante, etc. La colocación de una cabina, normalmente desmontable, pone al conductor al abrigo de la intemperie

5. — RODILLOS VIBRANTES

5.1. — Generalidades

Los rodillos vibrantes han aparecido en el mercado más recientemente que las máquinas estáticas.

La vibración facilita la compactación, disminuyendo o incluso suprimiendo el rozamiento entre los granos, como lo muestra su utilización en el vibrado del hormigón. Permite una acción notable en profundidad, sobre todo cuando el rodillo es pesado.

Estas máquinas se utilizan, sobre todo, para compactar materiales con un ángulo de rozamiento interno elevado, lo que explica que su campo de acción más adecuado sea el de bases de carretera.

Conviene hacer notar que su eficacia en superficie es pequeña y que es oportuno completar su acción por la de un compactador de neumáticos a presión de contacto elevada.

5.2. — Descripción general y clasificación

El elemento activo de estas máquinas es un cilindro que rueda sobre el suelo a compactar y que gracias a un mecanismo vibrante está animado de un movimiento oscilatorio. De esta manera, la presión ejercida sobre el suelo varía entre dos valores: máximo y mínimo, el valor medio es el resultante de la carga estática transmitida por el cilindro.

El cilindro puede, además, estar animado de un movimiento de rotación que asegura el avance de la máquina.

En cuanto al mecanismo vibrante, está constituido por masas excéntricas (o desequilibradas) que giran a gran velocidad.

Cada vez es más frecuente el que se pueda variar la excentricidad del dispositivo y la velocidad de rotación, lo que permite variar a voluntad la amplitud de la vibración y su frecuencia. Hay una determinada tendencia en la actualidad en favor de la variación de amplitud más que de la variación de la frecuencia.

Recordemos lo dicho en el capítulo primero, § 5, que la aceleración de la vibración del suelo era el parámetro importante y que su valor era igual a $4 A \pi^2 N^2$, siendo A la amplitud y N la frecuencia.

Los rodillos vibrantes pueden estar constituidos por un solo cilindro vibrante o por la asociación de un cilindro vibrante y uno estático o aún mejor de dos cilindros vibrantes.

5.2.1. — Los más difundidos (en número de modelos) constan de un solo cilindro vibrante. Son numerosos, entre ellos, las máquinas ligeras manejadas a mano o remolcadas por un vehículo.

La dirección se obtiene haciendo resbalar el cilindro y cuando la máquina se conduce a mano, se necesitan unos esfuerzos grandes y penosos.

5.2.2. — Para eliminar este inconveniente, se ha ideado añadir, ya sea una rueda directriz provista de un neumático u otro cilindro, con lo que el cambio de dirección se consigue por mediación de uno u otro de los procedimientos que mencionaremos a continuación para las máquinas con dos cilindros vibrantes.

5.2.3. — Los rodillos vibrantes más modernos y eficaces constan de dos rodillos, los dos vibrantes, dispuestos uno detrás del otro.

El cambio de dirección se puede obtener por uno u otro de los dispositivos siguientes:

1.º El chasis que une los dos cilindros lleva una especie de articulación alrededor de un eje vertical, si entonces los ejes horizontales de los dos cilindros (fig. II.27) dejan de ser paralelos, se da a la máquina un ángulo de viraje.

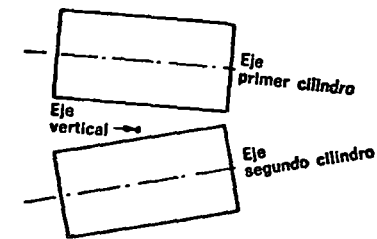


FIG. II.27.

Se comprende que puedan variar los dispositivos mecánicos para su realización.

2.º Cada cilindro se compone de dos semicilindros (fig. II.28).

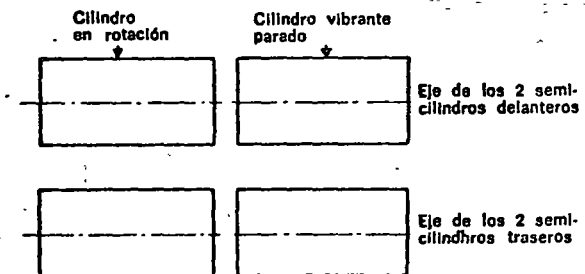


FIG. II.28. — Realización de un viraje hacia la derecha por bloqueo de uno de los dos semicilindros.

Bloqueando la rotación de los semicilindros de la derecha y haciendo girar los semicilindros de la izquierda, se obtiene un cambio de rotación haciendo resbalar el rodillo bloqueado, exactamente igual a la dirección de las máquinas de orugas.

5.2.4. — No se pensará que basta colocar un cilindro detrás del otro, vibrantes los dos, para obtener automáticamente una eficacia excelente. Las vibraciones emitidas por los dos cilindros se combinan y su acción se puede armonizar mejor o peor.

Llamaremos rodillo vibrante tándem al rodillo en el que los dos cilindros son vibrantes pero en el que la disposición mecánica es tal, que sus efectos no se suman o armonizan lo suficiente; por el contrario, llamaremos rodillo vibrante doble a una máquina en la que los dos cilindros vibrantes armonizan o suman sus efectos eficazmente. Se supone que esto ocurre cuando los cilindros están próximos, lo que implica una cierta vinculación (no absoluta) entre los cilindros dúplex y el procedimiento de cambio de dirección del § 5.2.3 2.º. En efecto, la pequeña distancia entre los cilindros vibrantes no favorece el sistema de cambio de dirección del § 5.2.3 1.º.

Una máquina que actualmente goza del favor de los técnicos franceses tiene la siguiente disposición: los dos cilindros vibran bajo la influencia de excéntricas que giran en el mismo sentido y desplazadas en el valor de π . Con ello se consigue que la carga total transmitida al suelo sea constante. Por lo demás, las rotaciones de los dos cilindros están ligadas, si bien es fija la fuerza de tracción horizontal. En estas condiciones, la velocidad de avance de la máquina no está sometida a oscilaciones y la máquina tiene buen equilibrio.

Los estudios que nos ha enseñado un constructor francés parecen probar que este resultado se puede obtener con cilindros en los que las excéntricas giren en sentido inverso: cuando una de las excéntricas está baja, la otra forma un ángulo con la posición baja que puede variar en una gama bastante extensa y en la que el valor óptimo es del orden de 150° .

Pero parece ser que se debería emprender otro estudio: el de nodos y vientres de las oscilaciones provocadas en un suelo tipo (grava con mucho rozamiento y buena granulometría para capas de carretera moderna) por un dispositivo dúplex. Conveniría entonces colocar una carga pesada en el emplazamiento de un vientre de vibración. Puede ser que comprobáramos que la eficacia de la máquina como la que hemos indicado al principio, viene precisamente de que existe un vientre en la proximidad de cada uno de los dos cilindros.

Algunos ingenieros explican esta eficacia de los rodillos vibrantes dobles de la siguiente manera:

Cuando se hace actuar sobre un suelo un rodillo vibrante de una llanta, esta máquina desplaza el material, si bien el efecto de este desplazamiento no alcanza mucho en profundidad.

Si se coloca una segunda llanta, también vibrante, a pequeña distancia de la primera, se contrarresta este efecto y la eficacia en profundidad es mayor y más importante.

Podríamos resumir esta explicación utilizando la noción de presión de expansión y su semejanza con la presión intersticial (ver capítulo primero, § 2.9). Bajo el efecto de la vibración creada por un solo cilindro, en el suelo se desarrolla una presión de expansión; ésta afloja y desplaza a aquél un poco como ocurre en el fenómeno del colchón de caucho. Este movimiento se impide colocando un segundo cilindro y se obtiene un efecto de *vibro-compresión* más eficaz; lo mismo que el colchón de caucho no es más que un fenómeno superficial, este efecto de desplazamiento bajo la vibración de un solo cilindro se produce en profundidad. Este intento de explicación, que puede no ser completamente claro, merecería que se profundizase (1).

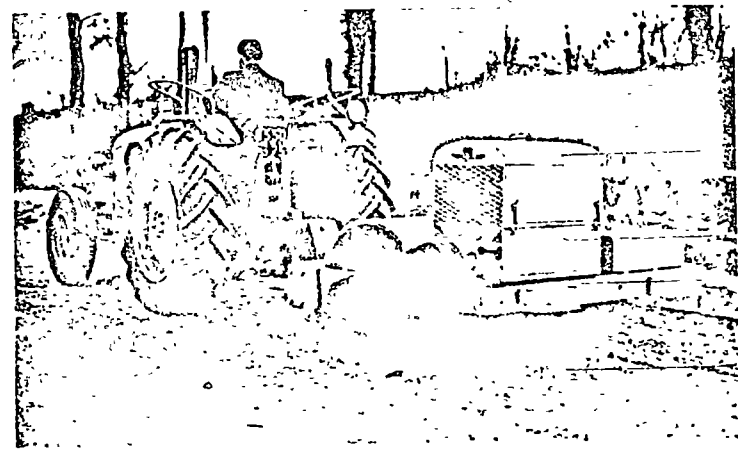


FIG. II.X. — Rodillo vibrante remolcado 1.400 kg.

(Foto Colección Piquard-Durey-Sohy.)

(1) Señalemos, por lo demás, que desde hace poco parece reconocerse que una máquina vibrante unillanta pesada puede tener una eficacia comparable a la de una máquina doble.

5.3. — Pesos totales en carga

Estas maquinas son relativamente ligeras si se las compara con los rodillos de llantas lisas o con los compactadores de neumáticos.

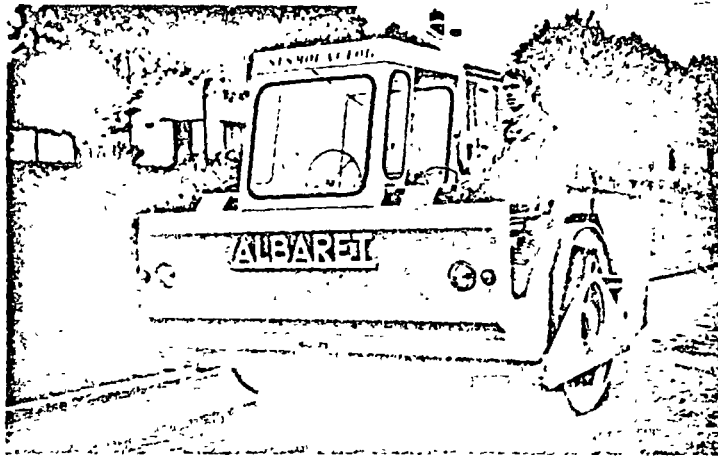


FIG. II.XI. — Rodillo vibrante autopulsado de 7 t. (Foto Albaret.)



FIG. II.XII. — Rodillo vibrante doble de 7 t muy apropiado para las gravas-escorias y las gravas-cemento.

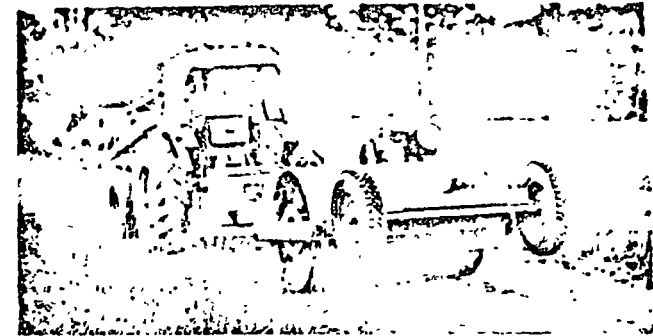


FIG. II.XIII. — Rodillo vibrante de 2 t remolcado. Esta máquina puede llevar un sistema de remolque rápido. (Foto Richier.)

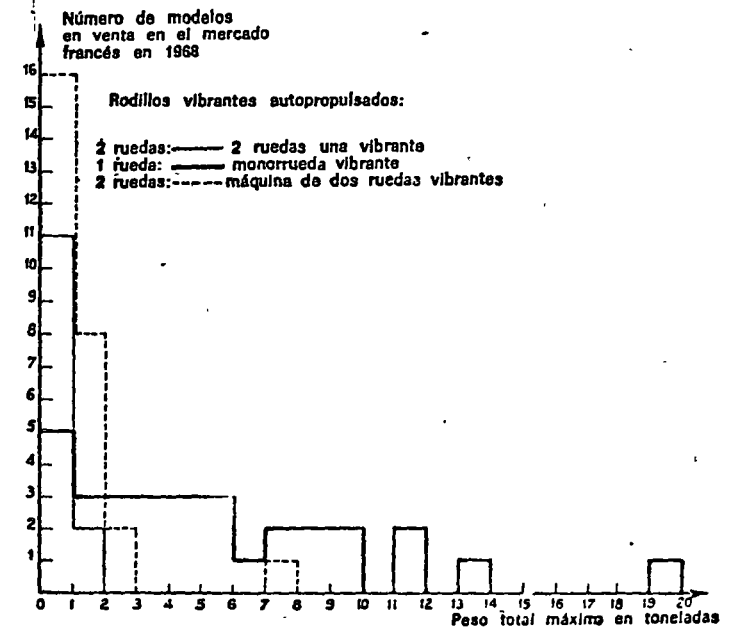


FIG. II.29. — Histograma del número de modelos que tienen un peso total máximo dado (rodillos vibrantes).

La gama de pesos es bastante amplia, desde las maquinas muy ligeras, de pequeño tamaño, destinadas a trabajos pequeños en zonas con obstaculos, hasta las muy potentes destinadas a la compactación de bases en obras industrializadas.

El histograma del numero de modelos (fig. II.29) con pesos totales máximos, pone en evidencia el hecho de que el número de modelos con dos cilindros vibrantes es reducido y su peso total es, en general, pequeño. Esto comprueba el mayor interés de los modelos dobles con carga pesada.

La figura II.30 da las variaciones debidas al lastrado de algunas máquinas. Se ve que ésta se aproxima al 35 % del peso en vacío en toneladas.

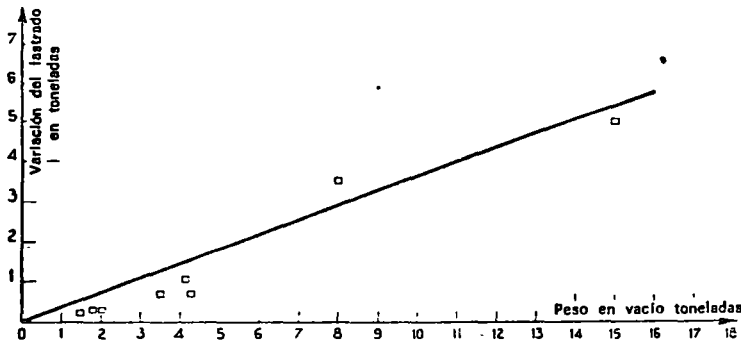


FIG. II.30. — Variación del lastrado en función de los pesos en vacío (rodillos vibrantes).

La figura II.31 nos muestra que la carga por centímetro de generatriz es mucho menos variable que el peso total, es decir, que las máquinas más pesadas también son las más grandes. Bien entendido, las más eficaces son, en general, las que poseen cargas más elevadas por centímetro de generatriz.

5.4. — Anchos de compactación

La figura II.32 nos da la magnitud de las zonas de anchos de compactación y muestra cuán numerosos son los modelos de máquinas pequeñas.

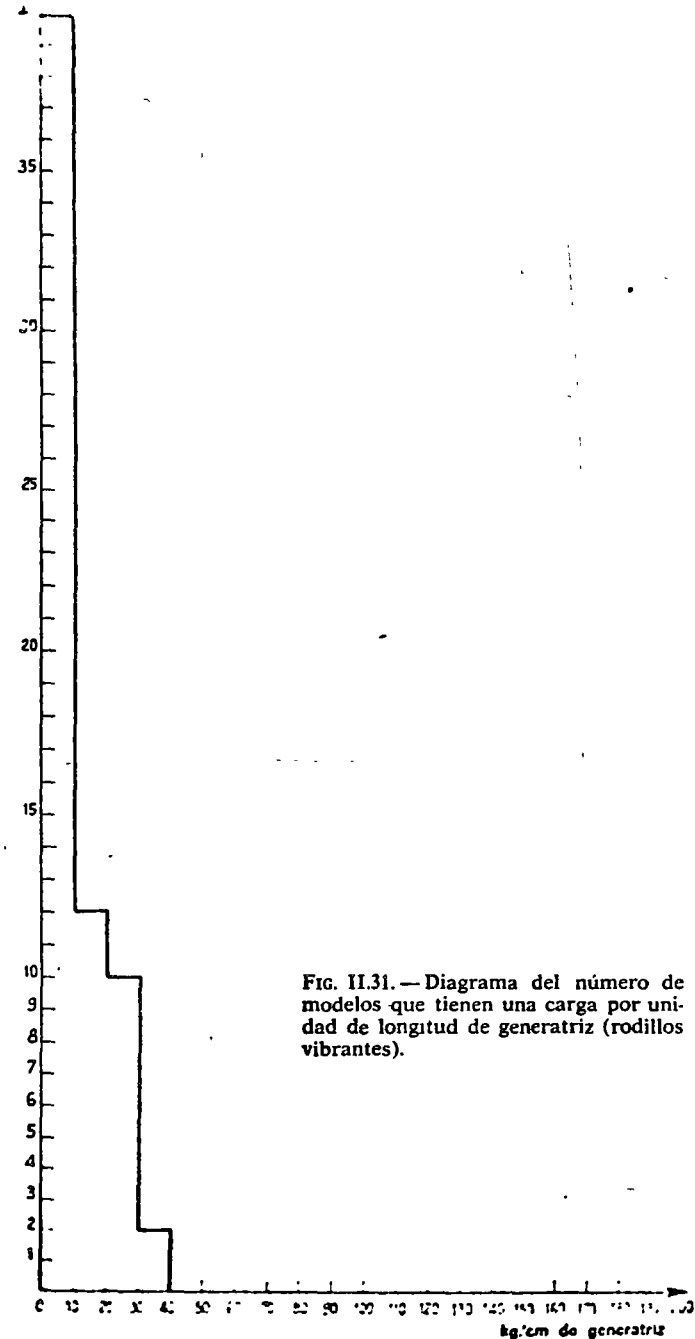


FIG. II.31. — Diagrama del número de modelos que tienen una carga por unidad de longitud de generatriz (rodillos vibrantes).

5.5. — Frecuencias

Aunque estimamos, conforme a los trabajos de Barkan y Dungs, que la eficacia es esencialmente función de la aceleración comunicada a los elementos del suelo (ver: capítulo primero, § 5), creemos de utilidad mencionar que numerosos autores piensan que para el macizo a compactar existe una frecuencia de reso-

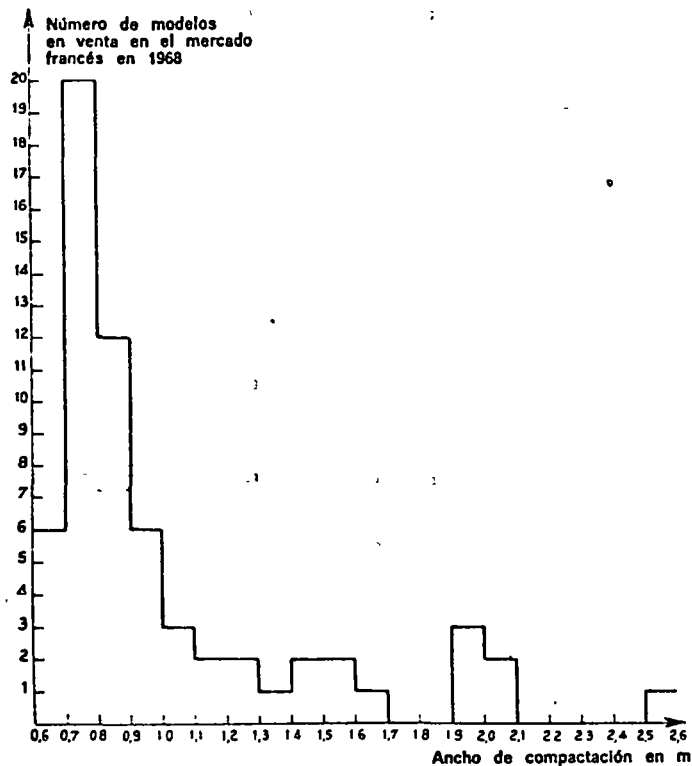


Fig. II.32. — Diagrama del número de modelo que tiene una anchura compactada (en metros) dada (rodillos vibrantes).

nancia y es interesante situarse en sus proximidades para obtener el máximo de rendimiento de la vibración al aumentar la amplitud de los movimientos del suelo; sin embargo, habría que evitar que a esta frecuencia la amplitud no se haga excesiva.

Esta frecuencia de resonancia variara de 1.200 a 2.000 c/min. y se elevará a medida que el suelo se compacte. Sería interesante comenzar la compactación con baja frecuencia (del orden de 600 c/min., es decir, 10 Hz) e ir aumentando poco a poco la frecuencia hasta 1.500 c/min. (25 Hz). Entonces convendría deslazar el rodillo vibrante y aumentar más todavía la frecuencia hasta llegar a 3.000 c/min. (50 Hz).

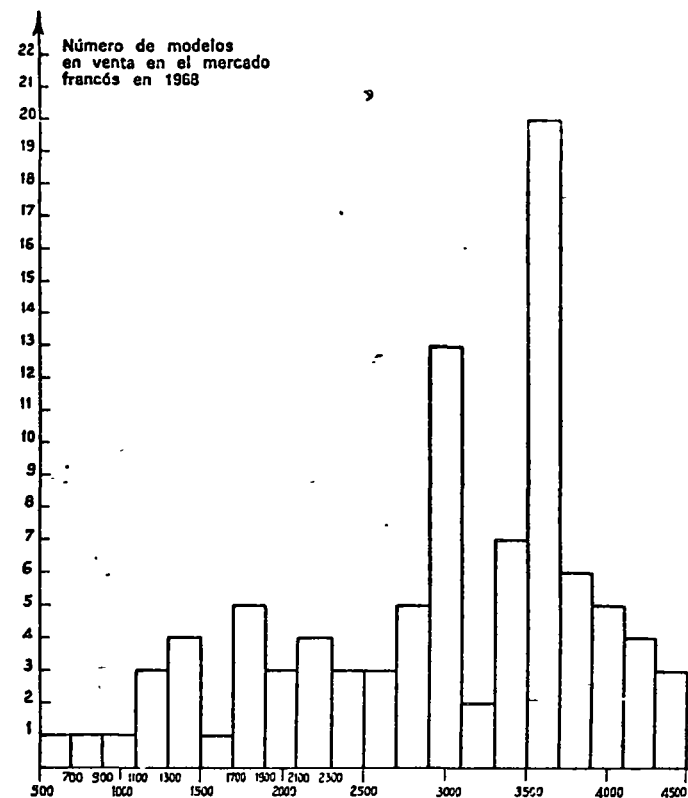


Fig. II.33. — Histograma del número de modelos que tienen una frecuencia de vibración dada (rodillos vibrantes)

No pretendemos tomar parte en este estudio sobre la influencia de la frecuencia, del que hay que reconocer que faltan datos basados en experiencias numerosas y precisas. Señalemos que un

constructor francés acaba de sacar una patente de un aparato que, entre otras cosas, permitirá medir la frecuencia de resonancia.

Cualquiera que sea la gama de frecuencias de las máquinas que hay en el mercado se escalonan de 10 a 50 Hz como lo indica la figura II.33.

5.6. — Eficacia y campo de empleo

5.6.1. — Los rodillos vibrantes, y especialmente los dobles, son muy apropiados para la compactación de bases de carreteras modernas en materiales con mucho rozamiento.

5.6.2. — Su acción en profundidad es frecuentemente importante y lo será cada vez más a medida que se pongan en servicio máquinas más pesadas.

5.6.3. — También pueden utilizarse y a menudo son los únicos capaces de ser eficaces en este caso, en las arenas de granulometría cortada y con bajo contenido de humedad.

5.6.4. — También se utilizan para la compactación de materiales rocosos y pedregosos. Se utilizan en algunos países europeos para compactar macadams, la acción del rodillo no solamente es la de encajar el macadam sino, también, la de hacer descender entre los elementos gruesos la arena repartida sobre la superficie.

5.6.5. — Querriamos insistir en el empleo, muy raro en Francia, pero que comienza a extenderse en el extranjero, la compactación de los aglomerados.

Se sabe (ver cap. IV, § 7,2) que se utiliza cada vez más los aglomerados de granulometría discontinua (grenus), poco manejables, difíciles ciertamente de compactar con los métodos anti-guos, pero que tienen la contrapartida de mantenerse estables y no deformarse con la circulación y, en particular, no son susceptibles a la formación de rodadas.

Ya se sabe que estos aglomerados deben compactarse con compactadores de neumáticos en cabeza, es decir, que éste debe preceder al rodillo de llantas lisas.

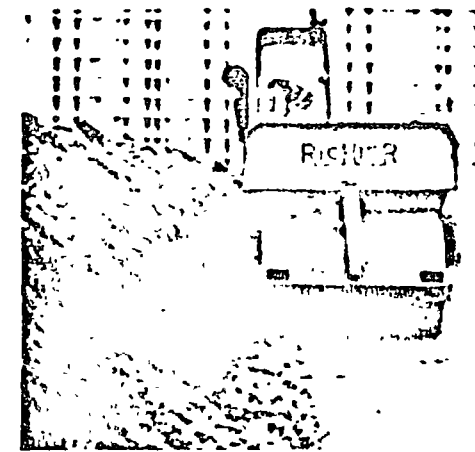


FIG. II.XIV. — Rodillo vibrante de llantas lisas (una sola rueda vibrante). Peso total mínimo: 4.170 kg de los cuales 2.730 sobre la rueda vibrante; frecuencia variable (30 a 52 Hz). La posición de la cabina permite vigilar el trabajo en los bordes. (Foto Richier.)

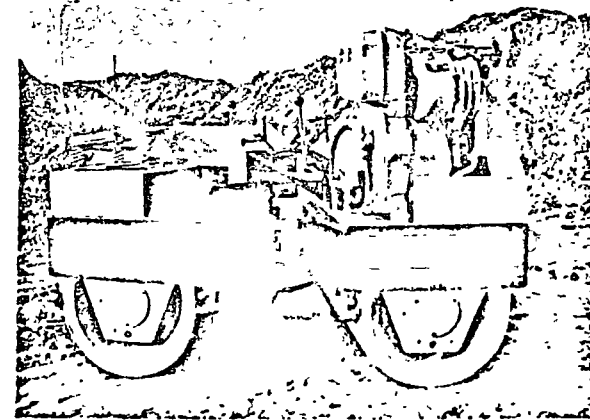


FIG. II.XV. — Cilindro vibrante articulado. (Foto Matcrama.)

Se puede reemplazar el compactador de neumáticos por un rodillo vibrante y, efectivamente, esta técnica se utiliza en el extranjero.

5.6.6. — Parece que la velocidad de marcha del compactador tiene poca influencia en el resultado obtenido.

El número de pasadas necesarias es pequeño: a menudo con sólo algunas pasadas es suficiente.

5.7. — Ventajas de los rodillos vibrantes

5.7.1. — Son *sumamente eficaces y casi irremplazables* para ciertos materiales para firmes, con ángulo de rozamiento interno elevado y para arenas secas con granulometría cortada.

5.7.2. — Dan *una mejor compactación en profundidad*.

5.7.3. — Precisan sólo un pequeño número de pasadas.

5.7.4. — Son máquinas relativamente ligeras.

5.8. — Inconvenientes

5.8.1. — No compactan en superficie y, a veces, pueden descompactarla (1).

5.8.2. — Su rendimiento es pequeño, por su reducida velocidad de desplazamiento, lo que hace también necesario cargarlos en un vehículo o remolque para desplazarlos de una obra a otra.

5.8.3. — Pueden conducir, cuando su empleo es defectuoso, a ondulaciones y costras.

Si se aumenta mucho el número de pasadas pueden fragmentar los elementos de la grava que se quiere compactar.

(1) Probablemente se puede decir que en la superficie no estando compensada la presión de expansión (ver capítulo primero § 5.8) hay una expansión. El informe portugués en el Congreso de Tokio (Cuestión III) indica que los 2 ó 3 cm superiores deben ser eliminados con la motoniveladora por no estar compactados en las máquinas vibrantes utilizadas (se trata de arenas finas).

En estas mismas circunstancias, se corre el riesgo de avcharlos (ver § 8.5, a continuación).

5.8.4. — Los rodillos vibrantes, así como las otras máquinas vibrantes, pueden crear una segregación vertical.

Algunos técnicos han comprobado la subida de los elementos finos, y otros un descenso de elementos finos. Unos y otros tienen razón porque su acción en este campo depende de la forma de la curva granulométrica.

Cuando la curva posee un exceso de arena, el efecto de fluidificación de la vibración transforma la masa de arena en un líquido en el que la viscosidad es verdaderamente elevada pero no infinita. Los elementos gruesos descienden en este material por un efecto análogo al de la Ley de Stockes (si bien esta Ley no ha podido comprobarse [IV]). Por compensación, los elementos finos dan la impresión de subir a la superficie.

Si, por el contrario, la curva tiene exceso de gruesos, los elementos gruesos se bloquean muy deprisa los unos con los otros y dejan entre ellos huecos importantes: la arena puesta en vibración y, por tanto, en estado fluido por esta vibración, desciende a estos huecos y la parte superior se empobrece en finos.

En uno u otro caso, la vibración, si sobre todo es muy prolongada, tiene tendencia a *acrecentar el defecto granulométrico*, lo que siempre es molesto, ya que la parte superior de una capa dada del firme debe ser lógicamente más noble que la parte inferior (no obstante conviene hacer notar que ésta a menudo soporta presiones de tracción; por ejemplo, la base de un aglomerado siempre debe ser resistente a la tracción).

Del análisis precedente resulta que este inconveniente de los cilindros es menos acusado *cuando el material posee una buena granulometría*.

5.8.5. — Los rodillos vibrantes son mecánicamente frágiles. No hay que extrañarse: los constructores de máquinas mecánicas de todas clases se esfuerzan en luchar contra las vibraciones colocando dispositivos antivibratorios precisamente porque las vibraciones estropean las máquinas que ellos construyen. Por el contrario, los constructores de un cilindro vibrante deben aceptar este inconveniente. Todavía no han logrado evitar completamente los inconvenientes de las máquinas que venden.

Además si el operario deja pasar al rodillo vibrante un número de veces elevado sobre el suelo, cuando está muy compacto la máquina saltará (sobre todo si tiene una frecuencia elevada) y se deteriorará no tanto por el efecto de las vibraciones como por los verdaderos choques que soporta.

5.9. — Accesorios

5.9.1. — Son accesorios útiles o indispensables en la cabina para el conductor y el alumbrado.

5.9.2. — Corrientemente se coloca ahora un depósito de agua para el riego, salvo para algunos rodillos vibrantes pequeños (menos de 1 t).

5.9.3. — La pequeña velocidad de desplazamiento de los rodillos vibrantes ha inducido a algunos fabricantes a concebir remolques al menos para las máquinas pequeñas.

5.10. — Rodillos vibrantes de patas de cabra o semejantes

Estas máquinas casi no se conocen en Francia y se fabrican en algunos países extranjeros, especialmente en EE.UU. En Francia algunos constructores han adquirido estas máquinas. Tenemos entendido que no han dado buen resultado.

La idea puede sorprender. En efecto, los rodillos de pata de cabra se destinan, sobre todo, a los suelos cohesivos; la vibración tiene por objeto disminuir el ángulo de rozamiento interno (o anularlo en un determinado campo como consecuencia de la existencia de una «presión de expansión»); ¿qué puede aportar la vibración a una máquina destinada a compactar suelos cohesivos?

Se puede responder que no existe un suelo puramente cohesivo y que la vibración en este caso también puede ser eficaz.

Ignoramos los estudios que se hayan podido hacer sobre estas máquinas.

5.11. — Compactadores vibrantes de neumáticos

Tampoco estas máquinas son casi conocidas en Francia, pero se fabrican en el extranjero, concretamente en EE.UU.

La idea es atractiva: la fragmentación de los elementos granulares bajo el efecto del choque de una placa o de un cilindro rígido puesto en vibración desaparecería o se atenuaría si la superficie vibrante colocada en contacto del suelo fuera flexible, éste es el caso del neumático.

Por el contrario, hay quienes temen que el neumático tiene un efecto de amortiguación de las oscilaciones y disminuye la eficacia de vibración.

No disponemos, aquí tampoco, de datos que permitan dilucidar la cuestión.

5.12. — Compactadores de neumáticos acoplados con una rueda de llanta lisa vibrante

La idea en que se basa la realización de estas máquinas es la que sigue:

Hemos visto que la vibración creaba una «presión de expansión» semejante a una presión intersticial dominable. Las experiencias de Dunglas (ver capítulo primero, § 2.9.5 y § 5.8) [VI] nos enseñan que mientras la presión ejercida sobre el suelo no sobrepase la presión de expansión el material no se compacta.

Si hacemos actuar al mismo tiempo que la vibración un compactador de neumáticos que cree un campo de presiones se puede aumentar considerablemente la eficacia de la compactación; así se pone en acción un proceso de *vibro-compresión* en el que todo hace suponer que debe ser muy eficaz al menos si no juega el efecto de *filtro* citado en el capítulo primero, § 5.8.

Pero hay que señalar que no tenemos ninguna experiencia de estas máquinas y que es difícil considerar por el momento la *vibro-compresión* como otra cosa que una idea a explorar (1).

(1) La experiencia en España de este tipo de máquinas, es que tienen una gran eficacia y rentabilidad a pesar de su precio. (N. del T.)

6. — PLACAS VIBRANTES

6.1. — Generalidades

Igual que los rodillos vibrantes, las placas vibrantes han aparecido en el mercado hace relativamente poco tiempo.

Su manera de actuar es análoga a la de los rodillos vibrantes, es decir, que la vibración suprime o disminuye los rozamientos internos.

Estas máquinas tienen profundidades de acción importantes.

El avance se consigue, bien por un vehículo de arrastre sobre orugas o sobre ruedas neumáticas, o bien gracias a la componente horizontal de la resultante entre los pesos estáticos y la acción dinámica. En efecto, la resultante del peso y de las fuerzas de inercia del desequilibrio tiene una componente horizontal que durante el despegue obtenido en cada alternancia, hace avanzar la máquina.

Por este procedimiento también se puede obtener un efecto direccional que permita conducir la máquina en la trayectoria deseada.

6.2. — Descripción general y clasificación

El elemento activo de estas máquinas es una placa metálica que se apoya sobre el suelo a compactar y está animada de un movimiento sinusoidal oblicuo, es decir, que tiene a la vez una componente vertical que pone el suelo en vibración y una componente horizontal que permite la progresión. Esta componente horizontal se dirige hacia atrás cuando la fuerza aplicada al suelo es máxima y hacia delante cuando esta fuerza llega a ser negativa y produce un despegue.

La progresión será, pues, lenta. Este esquema evidentemente no es válido cuando se lleva la placa en un vehículo.

Las dimensiones de estas placas son variables (de 0,30 m × 0,75 m a 0,70 m × 1,10 m).

La presión de contacto media varía de 0,15 a 0,25 bares.

La frecuencia de vibración, lo más corriente fija para cada modelo, varía según el tipo de 600 a 4.500 c/mm., es decir, de 10 a 75 Hz.

La amplitud de vibración es prácticamente siempre inferior a 1 cm y casi siempre inferior a 5 mm.

El espesor tratado es tanto más grande cuanto mayor sea la superficie de la placa y mayor sea la carga.

En el capítulo primero, § 5.7.3, vimos que la superficie ideal es del orden de 1,5 m². El peso de la placa puede alcanzar 4 t.

Estas placas pueden ser únicas o agrupadas. En este caso se transportan en un vehículo, y hay que distinguir entre las placas autopropulsadas y las arrastradas.

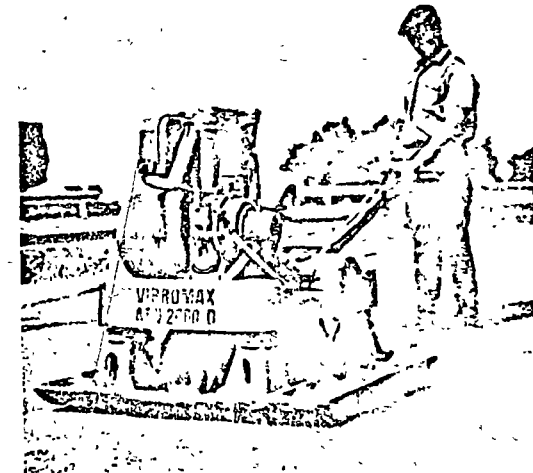


Fig. II.XVI. — Placa vibrante. (Foto Colección Couthon.)

6.2.1. — Placas autopropulsadas. Su principio de funcionamiento corresponde al esquema indicado anteriormente.

Su velocidad de avance es, pues, pequeña (una decena de metros por minuto). Esto supone un problema para los desplazamientos de una zona a otra en una misma obra.

Entre dos obras evidentemente se necesita cargarlas en un vehículo.

Para algunas placas autopropulsadas se utiliza el artificio de los patines, es decir, que la máquina descansa en el suelo sobre patines en los cuales se apoya durante una fracción de tiempo; durante este tiempo la placa se despega, avanza y se posa de nuevo en el suelo. Entonces los patines se despegan, se elevan y avanzan a su vez y se posan (ver fig. II.XVII).

Las placas autopropulsadas constan generalmente de una sola placa.

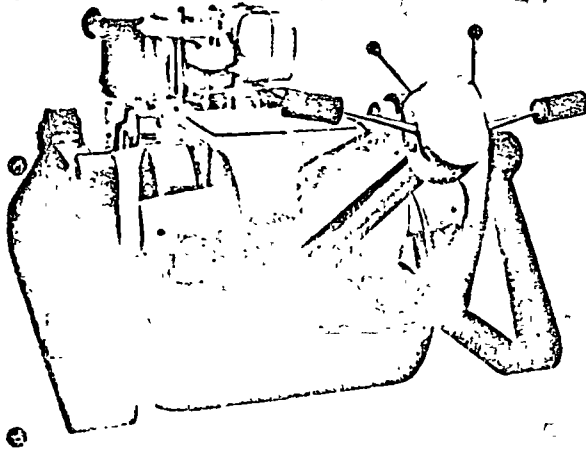


FIG. II.XVII. — Placa autopropulsada de patines. A una y otra parte de la placa se ven los patines en posición de avance mientras que la placa reposa sobre el suelo y compacta. Cuando las excéntricas estén en posición avanzada, los patines se posarán en el suelo, a continuación se elevará la placa

6.2.2. — *Placas transportadas.* Cuando el constructor elige transportar la placa por medio de una máquina que pueda entonces elevarla por medio de un dispositivo hidráulico, la escoge de pequeñas dimensiones y dispone varias sobre el vehículo portador. Los dispositivos hidráulicos, a menudo, pueden transmitir una parte de la carga del vehículo portador sobre la placa cuando trabaja. El vehículo portador puede estar provisto de ruedas de neumáticos o de orugas.

1.º *Máquinas sobre ruedas.* En general la máquina portadora es un camión, sobre el cual se puede montar a elección varias

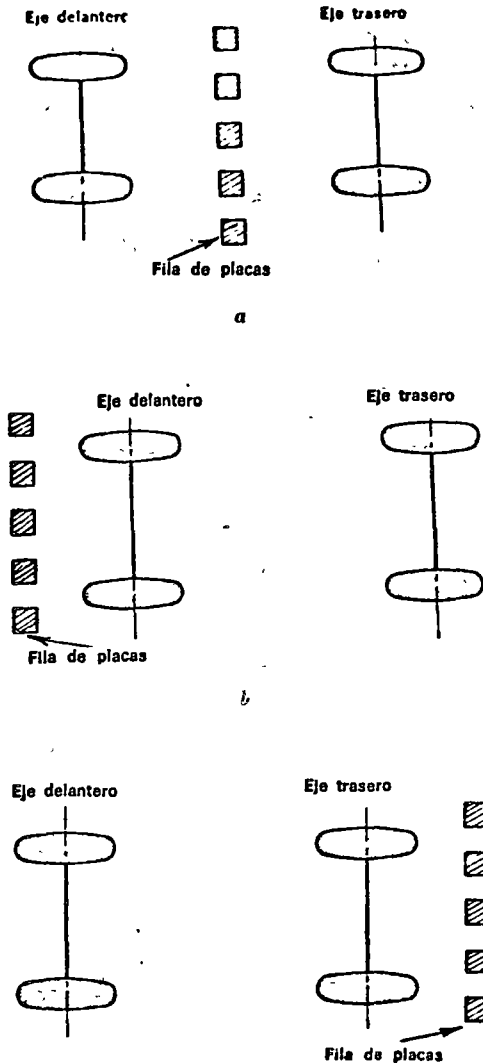


FIG. II.34. — Disposición de las placas en relación con los ejes.

placas, lo que permite hacer variar el ancho a compactar (alrededor de 1,60 a 4,10 m).

Es raro que las placas de estas máquinas tengan frecuencia variable. Según el aparato, la frecuencia fija elegida se sitúa entre 2.500 y 4.000 c/min. (de 42 a 66 Hz):

Se emplean varias disposiciones: las placas se colocan entre las ruedas (fig. II.34 a), bien en la parte trasera del vehículo (fig. II.34 b) o bien en la delantera de éste (fig. II.34 c).

Algunos fabricantes adoptan disposiciones mixtas.

La velocidad de avance de estos conjuntos es más elevada que la de las placas autopropulsadas y que la de las remolcadas por máquinas de oruga.

Además, si como ocurre frecuentemente, las placas se elevan por un dispositivo hidráulico, la máquina se puede desplazar rápidamente de un punto a otro de la obra o de una obra a otra.

2.º *Máquinas sobre orugas.* Esta máquina lleva, también, un número de placas variable (a menudo seis) y son independientes, lo que permite variar el ancho. La velocidad de avance es más lenta que la de las máquinas de ruedas.

La anchura total compactada puede alcanzar 4 m.

Por otra parte, estas máquinas pueden trabajar sobre cualquier terreno ya que, en determinados suelos, las placas montadas en máquinas de ruedas o las placas autopropulsadas no logran avanzar.

6.2.3. — *Montajes especiales.* 1.º *Placas vibrantes especiales adaptadas a una pala retro.*

Están montadas en lugar del cucharón, con ayuda de dos travesaños.

El impulso lo reciben por medio de un motor hidráulico alimentado por el circuito de la pala.

El peso es del orden de 300 a 400 kg y la superficie de unos 2.500 cm².

2.º *Reglas vibrantes.* Mencionamos solamente como recuerdo las reglas vibrantes que están destinadas esencialmente a la puesta en obra y vibrado del hormigón en carreteras. Su anchura es muy variable, de 0,40 a 7 m. La frecuencia está comprendida entre 4.000 y 6.000 c/min. (66 a 100 Hz).

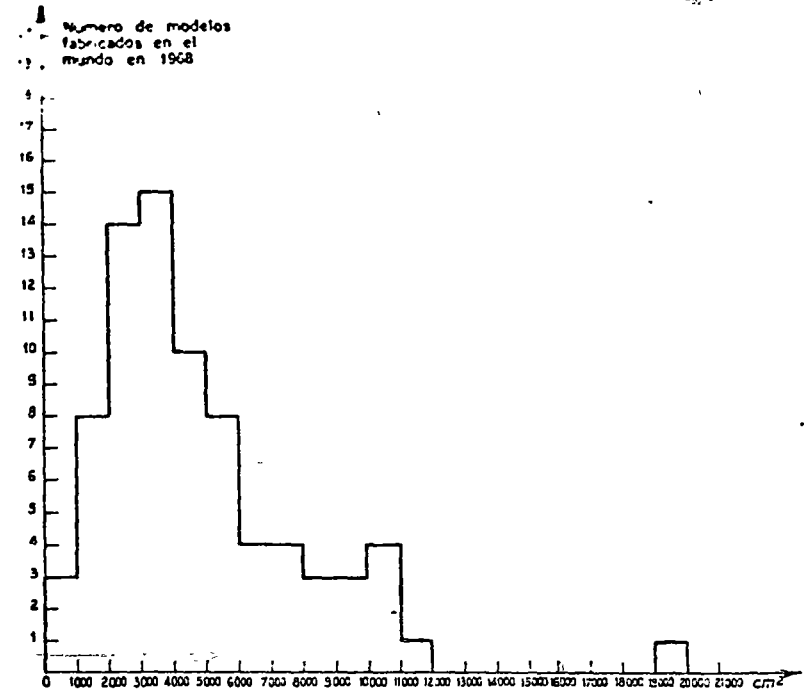


FIG. II.35. — Histograma del número de modelos que tiene una superficie de contacto dada (placas vibrantes).

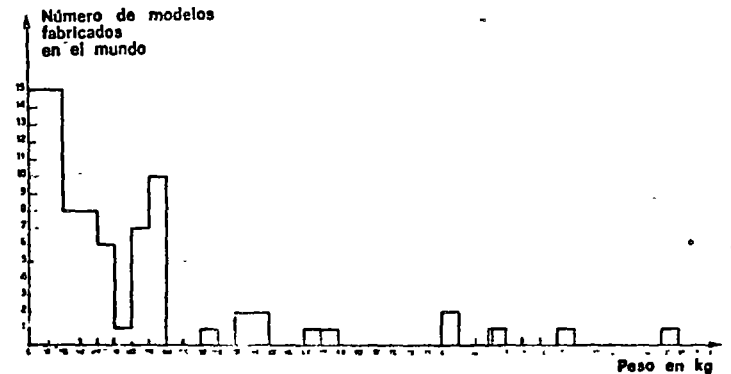


FIG. II.36 — Histograma del número de modelos que tienen un peso dado (placas vibrantes).

6.3. — Pesos y dimensiones (1)

La figura II.35 da un histograma del número de modelos que tienen una superficie dada. Se comprueba que la casi totalidad de las máquinas tienen una superficie inferior a 1 m². Una sola máquina tiene una superficie del orden de 2 m². Los modelos que se encuentran frecuentemente tienen una superficie de contacto comprendida entre 1.000 y 6.000 cm².

La figura II.36 nos da el diagrama del número de modelos que tienen un peso dado. Vemos que son poco numerosos los modelos que tienen un peso superior a 1 t.

6.4. — Eficacia y campo de empleo

6.4.1. — La acción en profundidad de estas máquinas es, a menudo, muy importante, puede ser incluso superior a la de los rodillos vibrantes.

6.4.2. — Igual que los rodillos vibrantes, las placas se adaptan bien a la compactación de los materiales con gran angularidad, es decir, que son convenientes para la compactación de las bases de los firmes modernos.

6.4.3. — También, igual que los rodillos vibrantes, pueden emplearse con utilidad en la compactación de arenas con granulometría cortada y con pequeño contenido de humedad, materiales rocosos y aglomerados.

6.5. — Ventajas e inconvenientes

En relación con las máquinas estáticas, las placas vibrantes tienen las mismas ventajas e inconvenientes que los rodillos vibrantes. Remitimos a los § 5.7 y 5.8 del segundo capítulo.

(1) Las estadísticas siguientes nos las ha proporcionado un fabricante francés a partir de su documentación. Estas estadísticas, contrariamente a la regla que hemos seguido para los otros tipos de compactadores, no se limitan a los modelos existentes en el mercado francés y consideran la casi totalidad de las placas fabricadas en el mundo, por lo menos, en el mundo occidental; una parte importante de esta producción es alemana (alrededor del 70%).

En relación con los rodillos vibrantes, las placas vibrantes autopropulsadas tienen el inconveniente de ser todavía más lentas y corrientemente menos manejables.

Por el contrario, las placas transportadas gracias a su máquina portadora, se desplazan fácilmente de un punto a otro de la obra y son fáciles de maniobrar.

Por otra parte, estas máquinas pueden trabajar en cualquier terreno ya que, en algunos suelos, las placas transportadas por máquinas de ruedas o las autopropulsadas no logran avanzar.

En superficie las placas compactan mejor que los rodillos (contención lateral).

7. — COMPRESORES POR PERCUSION

7.1. — Generalidades

El principio de estas máquinas es el primero que se utilizó, ya que es el de los pisones de mano hoy en día desaparecidos; consiste en la caída de una masa sobre la superficie del suelo a compactar.

Este principio es utilizado en las máquinas de laboratorio (pisón Proctor).

Se emplea, también, en máquinas más modernas de eficacia reducida pero de empleo cómodo en zonas de difícil acceso (zanjas, terraplenes detrás de estribos de puente o entre pilares, etc.).

7.2. — Descripción general y clasificación

El compresor que actúa por percusión, lleva en nuestros días una masa que, en lugar de ser levantada por la mano del hombre es proyectada hacia arriba por la expansión de un gas en una cámara.

Este gas puede ser el producto de la combinación de una mezcla de carburante y aire como en un motor de explosión, o puede ser aire comprimido.

Hay que distinguir los pisones ligeros o pesados y los vibropisones; en estos últimos se compensan sus más débiles presiones estáticas (de 0,05 a 10 bares contra 0,15 a 0,20 bares) y su altura de caída más pequeña por una frecuencia de choques más elevada (ver § 7.2.3).

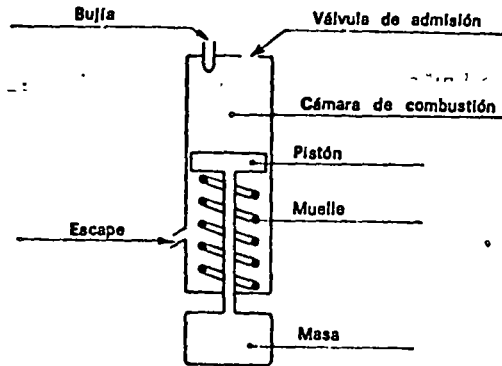


FIG. II.37.

7.2.1. — *Pisones ligeros.* Describamos un pistón de explosión pero fácilmente entenderemos la descripción de los dispositivos de aire comprimido. El órgano motor (fig. II.37) es un cilindro provisto de un pistón, que es solidario de una masa que se apoya en el suelo. Se introduce en el cilindro una mezcla de carburante y aire análogo al de un motor de explosión clásico; por medio de un botón que maniobra el conductor del aparato, se hace saltar una chispa eléctrica que inflama la mezcla.

La expansión del gas eleva el aparato apoyándose en el suelo y esta elevación acaba por arrastrar (a menudo por intermedio de un resorte como en la figura II.37) la masa. En este movimiento se desprende el gas de escape. El conjunto cae sobre el suelo y lo compacta.

El peso de los pisones ligeros es del orden de 100 kg.

El avance de estas máquinas se obtiene por inclinación del eje del aparato respecto a la vertical. Así se obtiene una componente horizontal del movimiento.

7.2.2. — *Pisones pesados.* Sobre el mismo principio se han construido aparatos mucho más pesados, llegando hasta 1 200 kg. y cuya superficie de contacto con el suelo es más grande (alrededor de 6.000 cm²). Estas máquinas deben maniobrarse por medio de un brazo de dimensiones lo suficientemente largas para poner al abrigo de cualquier accidente al conductor de la máquina.

El conductor no puede asegurar el avance inclinando él mismo el aparato sobre la vertical y es por construcción por lo que el eje del cilindro se inclina en relación con la vertical.

7.2.3. — *Vibropisones.* Anteriormente hemos indicado que los vibropisones funcionan sobre el mismo principio que las máquinas precedentes y se distinguen de ellas esencialmente en la frecuencia más elevada de los choques (400 a 2.500 golpes por minuto contra los 50 a 100 de los pisones pesados). De esto resulta que los vibropisones disponen de un efecto de vibración que les da una buena eficacia.

7.2.4. — *Pisones grúa de caída libre.* Se trata de pisones de caída libre montados en una grúa. Estos pisones tienen, en general, 80 cm de lado y su altura de caída, obtenida después de la elevación por el cabrestante de la grúa, es del orden de 1,50 a 2 m. Su peso varía de 2 a 3 t. Su presión estática es de 0,05 a 0,40 bares.

La irregularidad de la superficie obtenida deberá ser nivelada a continuación por un rodillo de llantas lisas.

La frecuencia de los golpes es baja (5 a 20 golpes por minuto). Los pisones de grúa, por la presión de contacto elevada, son muy convenientes para la compactación de suelos rocosos, debido a la rotura y reducción de los huecos en el terraplén.

7.3. — Eficacia y campo de aplicación

Estas máquinas tienen una buena eficacia o incluso excelente a profundidades medias. Esta eficacia aumenta con la masa del aparato y su superficie de aplicación al suelo. También aumenta con la altura de caída.

Estos aparatos se pueden utilizar sobre suelos plásticos o suelos granulares de granulometría apropiada.

Pero, sobre todo, la mayor parte de ellos se emplean en las zonas de difícil acceso (zanjas, proximidades de obstáculos).

7.4. — Ventajas e inconvenientes

La principal ventaja de la mayor parte de estas máquinas es su pequeño tamaño.

En contrapartida, su producción es pequeña (algunos metros cúbicos por hora), lo que origina costes más elevados que para los rodillos.

El empleo de estas máquinas se limita, lo más corrientemente, a pequeños trabajos en los casos en que se dispone de poco espacio.

Esta aplicación no es válida para los pisonos grúas de caída libre que se utilizan, sobre todo, en la compactación de suelos rocosos (rotura de elementos gruesos).

8. — MAQUINAS ESPECIALES

Existen máquinas especiales para ciertos trabajos bien determinados. La enumeración que sigue, muy sucinta y rudimentaria, no pretende ser exhaustiva, sino solamente indicativa.

8.1. — Compactador de ensanches

Algunas de las máquinas descritas en los § 5, 6 y 7 precedentes son muy convenientes para estos trabajos.

Particularmente, ocurre así con los rodillos vibrantes y placas vibrantes en los que la gama de anchura es tal que puede cubrir este tipo de trabajo. Estas máquinas pueden ser eficaces.

No obstante, algunos fabricantes han construido máquinas especialmente destinadas a las zanjas y ensanches. A menudo, estas máquinas son equipos accesorios que se montan sobre un compactador normal, a veces en lugar de alguno de los elementos de la máquina normal. Determinados compactadores de neumá-

tos en los que las ruedas pueden evolucionar en dos niveles diferentes, se prestan igualmente para el trabajo.

Lo más corriente es que estos aparatos rueden sobre la carretera a ensanchar.

La compactación se obtiene por la acción de una llanta lisa, vibrante o no vibrante, que se aplica en la zona del ensanche. Esta llanta se guía y mantiene vertical por un chasis portador y director que se apoya sobre la carretera por intermedio de ruedas elevables hidráulicamente. Por este hecho, el chasis guarda siempre una posición sensiblemente horizontal aunque la llanta compactadora descienda en la zona excavada.

La dirección accionada hidráulicamente, está asegurada por ruedas gemelas de apoyo delantero.

El avance se asegura por la misma llanta.

El modelo de la siguiente descripción pesa 4 t, la anchura posible de compactación alcanza 1,50 m, la velocidad máxima es de 3 km/h. La profundidad máxima de la excavación es de 0,63 m.

Un fabricante ha modificado un rodillo de llantas lisas triciclo, sustituyendo la rueda trasera por un dispositivo oscilante; este último lleva una rueda de neumático que es motriz.

Un dispositivo hidráulico, accionado desde el puesto de dirección del rodillo triciclo, controla la posición del cárter y, por tanto, la de la rueda de neumático en relación con el plano sobre el que se apoyan las otras ruedas del triciclo.

Este equipo permite compactar por medio del neumático el fondo de la excavación del ensanche y las capas del firme puestas en obra sobre esta excavación.

Existen dos montajes posibles con una o dos ruedas:

a) Con una rueda:

- ancho de excavación de 0,50 a 0,80 m;
- profundidad máxima de la excavación 0,48 m;
- carga sobre la rueda 3.500 a 4.000 kg.

b) Montaje con dos ruedas:

- anchura de la excavación de 0,90 a 1,30 m;
- profundidad máxima de la excavación 0,48 m;
- carga sobre cada rueda 1.650 a 1.900 kg.

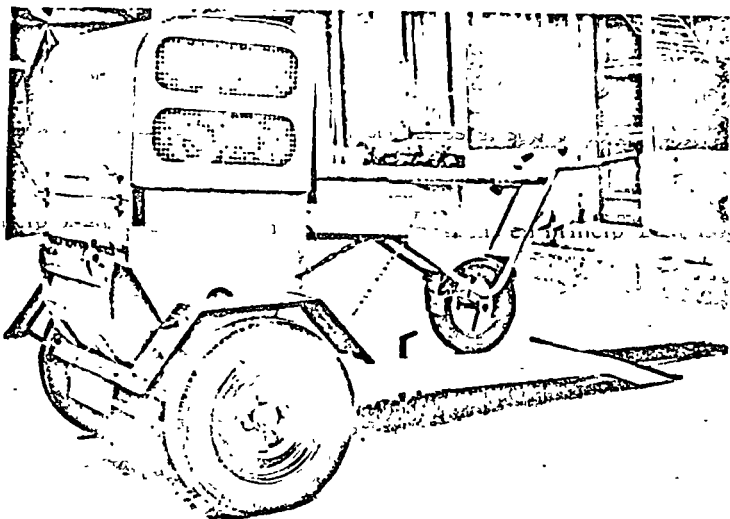


FIG. II.XVIII. — Pequeño rodillo vibrante (especialmente apropiado para las zanjas y ensanches) y su remolque. (Foto Colección Piquard - Durey - Sohy.)



FIG. II.XIX — Rodillo remolcado vibrante para compactación de taludes de canales; pesos: 4,2 t. Ancho de compactación: 1,65 m. (Foto Richer.)

8.2. — Compactador de zanjas

Algunas de las máquinas descritas en los § 5, 6 y 7, también se adaptan muy bien a este trabajo.

Así ocurre con algunos rodillos vibrantes pequeños y, sobre todo, con pisones ligeros que se destinan a este trabajo.

Pero determinados fabricantes han puesto a punto máquinas basadas en principios análogos a los de los compactadores de ensanche, es decir, que el chasis de la máquina rueda sobre el suelo horizontal a una parte y otra de la excavación. Este chasis soporta un cilindro de llanta lisa, vibrante o no, o uno a dos neumáticos.

Destacamos una máquina original destinada a la compactación de zanjas y taludes. Se trata de una placa vibrante transportada que puede trabajar en el fondo de una zanja o en taludes que tienen una pendiente del 50 %.

8.3. — Compactador de juntas

El problema de las juntas entre dos bandas sucesivas de aglomerados puestos en obra con extendidora es delicado. Corrientemente nos conformamos con compactarlas con las máquinas utilizadas en el resto de la banda, es decir, con el compactador de neumáticos y con el rodillo de llantas lisas.

Se ha pensado recalentar la superficie de la banda más antigua para que el aglomerado de la banda más reciente se adhiera más eficazmente a la anteriormente puesta en obra.

Un constructor ha montado un dispositivo al costado de un compactador de neumáticos. Se trata de una llanta lisa de unos treinta centímetros de ancho, apoyada sobre la calzada por medio de un dispositivo hidráulico.

8.4. — Compactadores de revestimiento de taludes

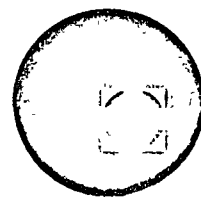
Especialmente mencionaremos las máquinas destinadas a compactar revestimientos de taludes. Los trabajos, debido al E.D.F., han tomado una gran importancia en el curso de los últimos años.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS DEL CAPITULO II

- [I] J. DEWANDELEER: *Les engins de compactage. I. Généralités sur les engins de compactage*, Rapport de Recherche du C.R.R., Bruselas.
- [II] Groupe de travail «Compactage» de la C.E.M.A.G., Etude des caractéristiques des matériels de compactage: a) fascículo *Dp Rouleaux vibrants automoteurs*; b) fascículo *Dv Compacteurs à pneus automoteurs*; c) fascículo *Dk Rouleaux compresseurs à bandages lisses*.
- [III] Sin nombre de autor. *Tableaux des caractéristiques des matériels*, Suplemento al n.º 19, de 11 de mayo de 1968, del Moniteur des Travaux Publics.
- [IV] J. PARAMYTHIOTI: *Essai d'étude des variations de pressions réelles moyennes de contact d'un pneu de compacteur en fonction du degré d'avancement du compactage*, Boletín de Liaison des Laboratoires routiers, n.º 18.
- [V] G. LUTHER: *Die Wirkungsgeweise und kennzeichnenden Merkmale von selbstfahrenden Gummiradwalzen*, Fevue Strasse und Autobahn, n.º 7, de 1966, traducido por el Service spécial des Autoroutes, Agence Méditerranée.
- [VI] J. DUNGLAS: *Contribution à l'étude de l'influence des vibrations sur le comportement mécanique d'un matériau granuleux*, Thèse de Doctorat, publicado por el Centre de Recherches et d'Expérimentation du Génie rural.



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

Parámetros de Resistencia a Utilizar
en Diferentes Métodos de Análisis que
pueden Emplearse en Fallas de Taludes

Dr. Eulalio Juárez Badillo

CAPITULO V

ESTABILIDAD DE TALUDES

V-1. Generalidades

Se comprende bajo el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).

Aun cuando las laderas naturales pueden plantear y de hecho plantean problemas que pueden llegar a ser de vital importancia, en este capítulo se tratarán en forma predominante los taludes artificiales, pero se mencionarán las características más importantes que pueden ser fuente de preocupación ingenieril en las laderas naturales.

El moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación, tales como canales, caminos o ferrocarriles, así como el impulso que la construcción de presas de tierra ha recibido en todo el mundo en los últimos años y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción de ríos, por medio de bordos, etc., han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden. Tanto por el aspecto de inversión, como por el de consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del proyectista.

Es obvio que la construcción de estas estructuras es probablemente tan antigua como la misma humanidad; sin embargo, durante casi toda la época histórica han constituido un problema al margen de toda investigación científica; hasta hace relativamente pocos años, los taludes se manejaron con normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizador de las experiencias adquiridas. La expansión del ferrocarril y el canal primero y de la carretera después, provocaron los primeros intentos para un estudio racional de este campo; pero no fue sino hasta el advenimiento de la actual Mecánica de Suelos cuando fue posible aplicar al diseño de taludes normas y criterios, que sistemáticamente tomasen en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos, obteniendo experiencia sobre bases firmes y desarrollando las ideas teóricas que permiten conocer cada vez más detalladamente el funcionamiento

particular de estas estructuras. La historia del desarrollo de la técnica constructiva de presas de tierra y de los métodos de análisis de las mismas es uno de tantos ejemplos en apoyo de la afirmación anterior; hoy, gracias a los aportes de la Mecánica de Suelos al análisis de taludes, entre otras razones, se construyen doquiera presas que hace apenas 30 o 40 años se estimarían imposibles de realizar.

Por principio de cuentas es necesario dejar establecido el hecho de que la determinación del estado de esfuerzos en los diferentes puntos del medio material que constituye un talud es un problema no resuelto en general en la actualidad, ni aún para casos idealizados, como serían los de suponer el material elástico o plástico. Esto hace que los procedimientos usuales de análisis de estabilidad estructural no pueden utilizarse, por lo que ha de recurrirse a métodos que, por lo menos en la época en que comenzaron a usarse, eran de tipo especial. En rigor estos métodos se encasillan hoy entre los de "Análisis Límite", que cada día van siendo más frecuentes en todos los campos de la Ingeniería. En esencia estos métodos consisten todos en imaginar un mecanismo de falla para el talud (la forma específica de este mecanismo se busca frecuentemente en la experiencia) y en aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material, de manera de ver si, con tal resistencia, hay o no posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse. En taludes siempre se ha imaginado que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una superficie de falla supuesta. Al analizar la posibilidad de tal deslizamiento se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla la máxima resistencia que se le considere.

En el campo del estudio de los taludes existen pioneros de labor muy meritoria. Collin (1845)^{1, 2} habló por vez primera de superficies de deslizamiento curvas en las fallas de los taludes e imaginó mecanismos de falla que no difieren mucho de los que actualmente se consideran en muchos métodos prácticos de diseño. Desgraciadamente sus ideas, obtenidas de una observación muy objetiva de la realidad, se vieron obstaculizadas por opiniones anteriores y contrarias de Ch. A. Coulomb³ quien preconizó la falla plana de los taludes, hipótesis mucho menos fecunda, según se demostró en el desarrollo posterior del campo y vio impuestas sus ideas quizá por el hecho de su mayor prestigio y autoridad. Las ideas de superficie de deslizamiento no plano fueron resucitadas en Suecia (1916) por Peterson, quien al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gotemburgo dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva y fueron impulsadas principalmente por W. Fellenius (1927), uno de los investigadores más importantes del campo de los taludes. La escuela sueca propuso asimilar la superficie de falla real a una cilíndrica cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia; con esto se busca sobre todo facilidad en los cálculos, pues desde un

principio se reconoció que la llamada falla circular no representa exactamente el mecanismo real. Actualmente reciben el nombre genérico de Método Sueco aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular. En 1935 Rendulio propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real, pero Taylor en 1937 puso de manifiesto que esta curva, que complica bastante los cálculos, proporciona resultados tan similares a la circunferencia, que su uso práctico probablemente no se justifica.

En la actualidad, la investigación está muy lejos de haber resuelto todos los aspectos del análisis de los taludes y se están estudiando en muchas partes otras teorías y métodos de cálculo.

La Teoría de la Elasticidad y la Plasticidad ofrecen perspectivas de interés, que también están probándose con los mismos fines.

Es preciso hacer una distinción de importancia. Mientras los problemas teóricos de la estabilidad de los taludes distan de estar resueltos y constituyen un reto para los investigadores de la Mecánica de Suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos; hoy se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad muy bajos, lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien poco satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en la práctica; es más, cuando tales métodos se han aplicado cuidadosamente, tras haber investigado correctamente las propiedades de los suelos, la posibilidad de una falla de consecuencias ha demostrado ser realmente muy pequeña.

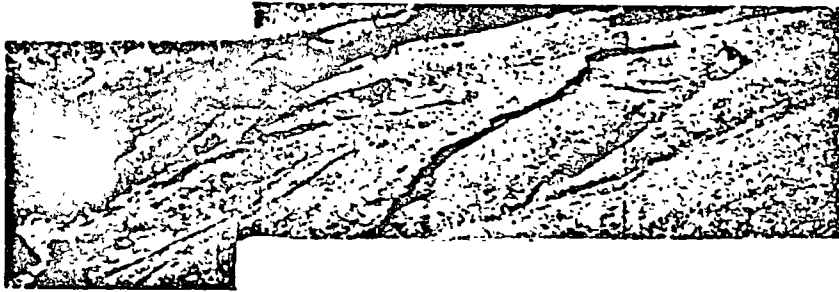
V-2. Tipos y causas de falla más comunes

Los tipos de falla más frecuentes en taludes son los que se mencionan en lo que sigue:

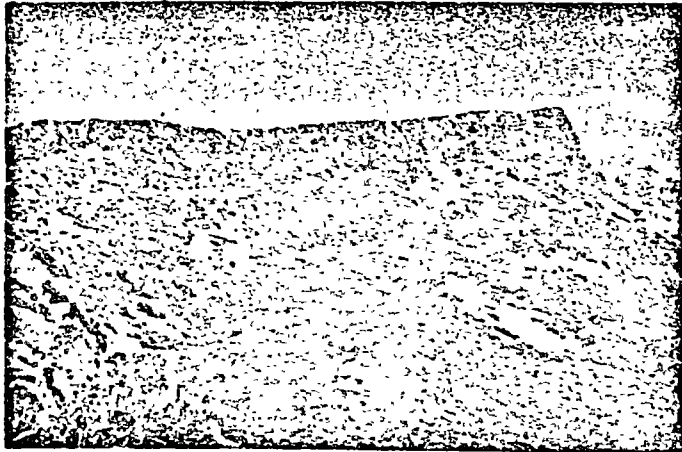
a) *Falla por deslizamiento superficial*

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe. Como una consecuencia, la zona mencionada puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con extraordinaria lentitud. El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o, en el caso de laderas naturales, por razones de conformación geológica que escapan a un análisis local detallado.

El fenómeno es muy frecuente y peligroso en laderas naturales y, en este caso, generalmente abarca áreas tan importantes que cual-



Deslizamiento superficial de grandes proporciones (carretera Huixtla-Motuzintla. El problema fue evitado con cambio de trazo)



Deslizamiento superficial. Nótese los indicios de corrimientos recientes en los cantiles del fondo (carretera directa Tijuana-Ensenada)

quier solución para estabilizar una estructura alojada en esa zona escapa de los límites de lo económico, no quedando entonces más recurso que un cambio en la localización de la obra de que se trate, que evite la zona en deslizamiento. El fenómeno se pone de manifiesto a los ojos del ingeniero por una serie de efectos notables, tales como inclinación de los árboles, por efecto del arrastre producido por las capas superiores del terreno en que enraizan; inclinación de postes, por la misma razón; movimientos relativos y ruptura de bardas, muros, etc.; acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas, y otras señales del mismo tipo.

En la actualidad es muy difícil llegar a establecer por un proceso analítico la velocidad y la consideración que llegue a tener el fenómeno. Los factores envueltos son tantos y tan complejos y actúan en periodos de tiempo tan impredecibles que cualquier análisis teórico se hace prácticamente imposible.

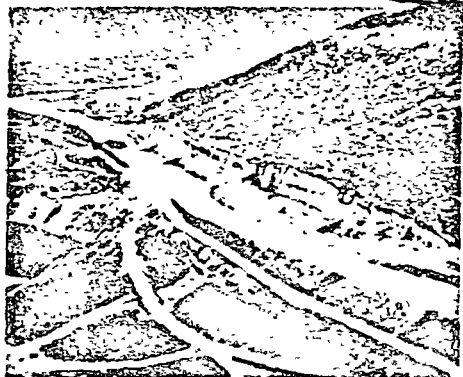
b) Falla por movimiento del cuerpo del talud

En contraste con los movimientos superficiales lentos, descritos en el inciso anterior, pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de éstos existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia. Estas son las fallas llamadas por rotación. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal. Estas son las fallas por traslación.

Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie, afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base). Además pueden presentarse las llamadas fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud, pero interesando zonas relativamente superficiales. En la fig. V-1 se presentan estos tipos de fallas, así como la nomenclatura usual en taludes simples.



Deslizamiento superficial. Nótese la inclinación del arbolado



Falla por rotación
(carretera Guadalajara-Saltilla)

Falla por rotación
(carretera Tijuana-Ensenada)

Falla de base.
Nótese la salida de la superficie
de falla adelante del pie del talud

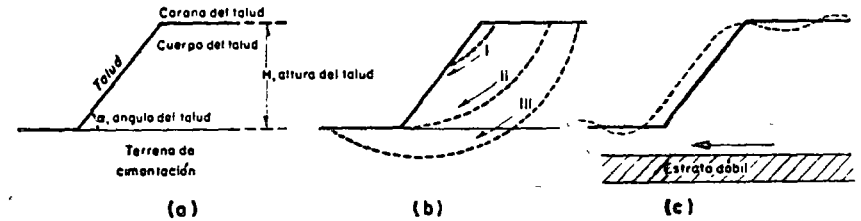
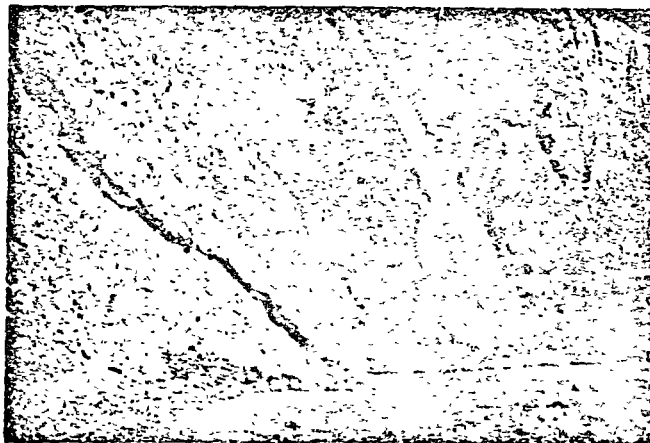


FIG. V-1. Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes

- a) Nomenclatura
- b) Fallas por rotación
 - I Local
 - II Por el pie del talud
 - III De base
- c) Falla por traslación sobre un plano débil

c) Fallas por erosión

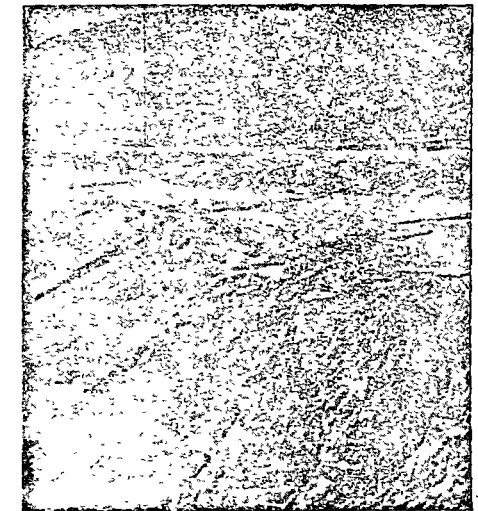
Estas son también fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuanto más empinadas sean las laderas de los taludes. Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme. Desde el punto de vista teórico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente, pero la experiencia ha proporcionado normas que la atenúan grandemente si se las aplica con cuidado.

d) Falla por licuación

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas.

e) Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación

Estas fallas se tratarán preferentemente en capítulos subsiguientes de esta obra.



Efecto de la erosión en un talud (carretera Compostela-Puerto Vallarta)

V-3. Taludes en arenas

La estabilidad de un talud homogéneo con su suelo de cimentación, construido con un suelo "puramente friccionante", tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo cual, para garantizar estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena, que en un material suelto seco y limpio se acercará mucho al ángulo de reposo. Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es, simplemente:

$$\alpha = \phi \quad (5-1)$$

Sin embargo, si el ángulo α es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o el agua. Por ello es recomendable que en la práctica α sea algo menor que ϕ . La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de α y ϕ , basta que tal factor tenga un valor del orden de 1.1 ó 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

V-4. El Método Sueco

Como ya se ha dicho, bajo el título genérico de *Método Sueco* se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad. En lo que sigue se mencionarán los procedimientos para resolver el problema con cada tipo de suelo de los que se consideran.

a) Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0$; $c \neq 0$)

Se trata ahora el caso de un talud homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley:

$$s = c$$

donde c es el parámetro de resistencia comúnmente llamado cohesión. El caso se presenta en la práctica cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida representa las condiciones críticas.

En este caso el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo debido al Dr. A. Casagrande, que puede utilizarse tanto

para estudiar la falla de base como la de pie del talud. La descripción que sigue se refiere a la fig. V-2.

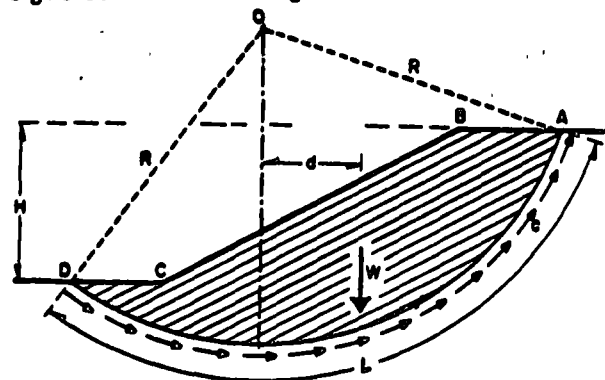


FIG. V-2. Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente "cohesivo"

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio R como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano del papel. La masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla, aparece rayada en la fig. V-2. Puede considerarse que las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, son el peso del área ABCDA, (nótese que se considera un espesor de talud normal al papel de magnitud unitaria y que bajo esa base se hacen todos los análisis que siguen) más cualesquiera sobrecargas que pudieran actuar sobre la corona del talud. El momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de O según la fig. V-2, en la que no se consideran sobrecargas, será simplemente:

$$M_m = Wd \quad (5-2)$$

que es el llamado momento motor.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta. Así:

$$M_B = cLR \quad (5-3)$$

es el momento de esas fuerzas respecto a un eje de rotación normal al plano del papel, por O (momento resistente).

En el instante de falla incipiente:

$$M_m = M_B$$

por lo tanto, en general:

$$\Sigma Wd = cLR$$

donde el símbolo Σ debe interpretarse como la suma algebraica de los momentos respecto a O de todas las fuerzas actuantes (pesos y sobrecargas).

Si se define un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} \quad (5-4)$$

podrá escribirse:

$$F_s = \frac{cLR}{\Sigma Wd} \quad (5-5)$$

La experiencia permite considerar a 1.5 como un valor de F_s compatible con una estabilidad práctica razonable. Debe, pues, de cumplirse para la superficie hipotética seleccionada, que:

$$F_s \geq 1.5$$

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento descrito se torne un método de tanteos, según el cual deberán de escogerse otras superficies de falla de diferentes radios y centros, calcular su factor de seguridad asociado y ver que el mínimo encontrado no sea menor que 1.5, antes de dar al talud por seguro. En la práctica resulta recomendable, para fijar el F_s mínimo encontrar primeramente el círculo crítico de los que pasen por el pie del talud y después el crítico en falla de base; el círculo crítico del talud será el más crítico de esos dos.

En el Anexo V-a se presentan ideas complementarias debidas a Taylor de gran interés práctico para el análisis sin tanteos de taludes simples en suelos "cohesivos" homogéneos.

Nótese que en el procedimiento anterior, aparte de la falla circular, se está admitiendo que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se está produciendo a la vez a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Esto, en general, no sucede, pues a lo largo de la superficie de falla real la deformación angular no es uniforme y, por lo tanto, los esfuerzos tangenciales, que se desarrollan de acuerdo con ella, tampoco lo serán. Esto implica que la resistencia máxima del material se alcance antes en unos puntos de la superficie que en otros, lo cual conduce a una redistribución de esfuerzos en las zonas vecinas a los puntos en que se alcanzó la resistencia, dependiendo esta redistribución y la propagación de la falla en estos puntos, de la curva esfuerzo-deformación del material con que se trabaje. Si ésta es del tipo plástico llegarán a tenerse zonas, a lo largo de la superficie de falla, en las que se haya alcanzado la máxima resistencia, pero

ésta se mantendrá aun cuando la deformación angular progrese; por ello, en el instante de falla incipiente es posible aceptar que, a lo largo de toda la superficie de falla, el material está desarrollando toda su resistencia. Por el contrario, en un material de falla frágil típica, aquellos puntos de la superficie de falla que alcancen la deformación angular correspondiente a su máxima resistencia ya no seguirán cooperando a la estabilidad del talud; esto puede producir zonas de falla que, al propagarse pueden llegar a causar la falla del talud (falla progresiva). Como se discutió en el Capítulo XII del Volumen I de esta obra, la prueba de esfuerzo cortante directo presenta este efecto de falla progresiva y algunos investigadores admiten que el valor menor de la resistencia al corte que con ella se obtiene representa un mejor valor para el análisis de la estabilidad de un talud que el obtenido de una prueba triaxial. Sin embargo, la opinión más general es que el fenómeno de falla progresiva no es en un talud tan acentuado como en una prueba directa de esfuerzo cortante, por lo que la resistencia del suelo en esta prueba puede resultar conservadora. Estos últimos especialistas consideran preferible usar en un cálculo real de la estabilidad de un talud un valor de la resistencia intermedio a los obtenidos en prueba directa y triaxial. La experiencia y criterio de cada proyectista resultan decisivos en este punto para definir la actitud de cada uno.

b) Suelos con "cohesión" y "fricción" ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$)

Bajo el anterior encabezado han de situarse aquellos suelos que, después de ser sometidos a la prueba triaxial apropiada, trabajando con esfuerzos totales, y después de definir la envolvente de falla de acuerdo con el intervalo de presiones que se tenga en la obra real, tienen una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

con parámetro de "cohesión" y de "fricción".

De todos los procedimientos de aplicación del Método Sueco a este tipo de suelos, posiblemente el más popular y expedito sea el de las "dovelas", debido a Fellenius (1927), que se expone a continuación.

En primer lugar, se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del modo mostrado en la fig. V-3.a.

El número de dovelas es, hasta cierto punto, cuestión de elección, si bien, a mayor número, los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b) de la misma fig. V-3. W , es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N , y T , son las reacciones normal

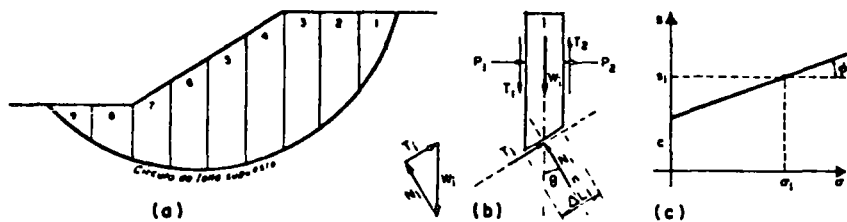


FIG. V-3. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius

y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . Las dovelas adyacentes a la i -ésima, bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir, se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i/\Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i , que se considera constante en esa longitud. Con este valor de σ_i , puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya obtenido (ver parte c) de la fig V-3) y determinar ahí el valor de s_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco ΔL_i .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como

$$M_m = R \sum |T_i| \tag{5-6}$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela, N_i , pasa por 0, por ser la superficie de falla un arco de circunferencia, y por lo tanto no da momento respecto a aquel punto. Si en la corona del talud existiesen sobrecargas su momento deberá calcularse en la forma usual y añadirse al dado por la expresión 5-6.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, s_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \tag{5-7}$$

Una vez más se está aceptando que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se desarrolla al unisono en todo punto de la superficie de falla hipotética, lo cual, como ya se discutió, no sucede realmente debido a las concentraciones de esfuerzos que se producen

en ciertas zonas, las que tienden a generar más bien fallas progresivas, antes que las del tipo que aquí se aceptan.

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum s_i \Delta L_i}{\sum |T_i|} \tag{5-8}$$

La experiencia ha demostrado que una superficie de falla en que resulte $F_s \geq 1.5$ es prácticamente estable. El método de análisis consistirá también en un procedimiento de tanteos, en el cual deberán fijarse distintos círculos de falla, calculando el F_s ligado a cada uno; es preciso que el $F_{s, \text{mín}}$ no sea menor de 1.5, en general, para garantizar en la práctica la estabilidad de un talud. El criterio del proyectista juega un importante papel en el número de círculos ensayados, hasta alcanzar una seguridad razonable respecto al $F_{s, \text{mín}}$; en general es recomendable que el ingeniero no respaldado por muy sólida experiencia no regatee esfuerzo ni tiempo en los cálculos a efectuar.

El procedimiento arriba descrito habrá de aplicarse en general a círculos de falla de base y por el pie del talud.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud ejerce importantísima influencia en la estabilidad de éste y ha de ser tomada en cuenta por los procedimientos descritos en el Volumen III de esta obra.

En el Anexo V-b se tratan algunos trabajos que complementan lo aquí escrito.

c) Suelos estratificados

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso mostrado en la fig. V-4.

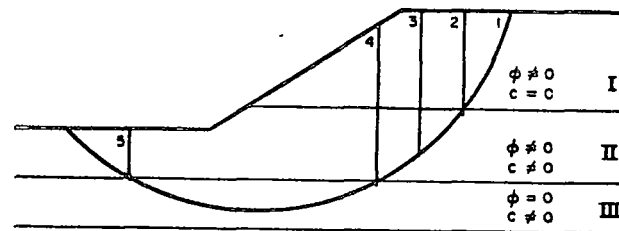


FIG. V-4. Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura se suponen tres estratos: el I de material puramente "friccionante", el II de material "friccionante" y "cohe-

sivo" y el III, formado por suelo puramente "cohesivo". Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividida por dovelas, de modo que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

Un problema especial se tiene para obtener el peso de cada dovela. Ahora debe calcularse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

Las dovelas cuya base caiga en los estratos I y II, en el caso de la fig. V-4 deberán de tratarse según el método de Fellenius, aplicando las expresiones 5-6 y 5-7 y trabajando en cada caso con la ley de resistencia al esfuerzo cortante del material de que se trate. Así se obtienen momentos motores y resistentes parciales.

La zona correspondiente al estrato III, siempre con referencia a la fig. V-4, debe tratarse con arreglo a las normas dadas en el inciso a) de esta sección, aplicando las fórmulas 5-2 y 5-3. Así se obtienen otros momentos motor y resistente parciales.

Los momentos motor y resistente totales se obtienen, naturalmente, como suma de los parciales calculados y con ellos puede calcularse el F_s , correspondiente al círculo de falla elegido; usando otros arcos de circunferencia se podrá llegar al F_s , min que no debe ser menor de 1.5, al igual que en los casos anteriores.

d) Resumen de hipótesis

Las hipótesis utilizadas en los párrafos anteriores pueden resumirse como sigue:

- 1) Falla circular
- 2) El análisis es bidimensional, respondiendo a un estado de deformación plana
- 3) Es válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb
- 4) La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento
- 5) En su caso, las hipótesis ya comentadas referentes al manejo de las dovelas (no existe interacción entre ellas)
- 6) El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos cortantes actuantes medios en dicha superficie.

e) Procedimiento de cálculo con el círculo de fricción

Krey⁴ proporcionó hacia 1936 las ideas que permitieron a los doctores G. Gilboy y A. Casagrande desarrollar un método especial de análisis de estabilidad de taludes respecto a fallas por rotación,

conocido con el nombre de procedimiento del círculo de fricción o, abreviadamente, círculo ϕ .

El procedimiento acepta también que la superficie de deslizamiento de los taludes puede considerarse un cilindro cuya traza con el plano de los cálculos es un arco de circunferencia (círculo de falla). La secuela ya ha sido aplicada en este volumen a problemas de empuje de tierras (ver capítulo IV).

Considérese el talud mostrado en la fig. V-5, con un círculo de falla escogido; con centro en O, del círculo de falla, puede trazarse el círculo de fricción de radio

$$r = R \operatorname{sen} \phi \quad (5-9)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción del material constituyente del talud.

Si f es la resultante de la reacción normal y de fricción en un elemento de arco de la superficie de falla supuesta, formará con la normal a esta superficie un ángulo ϕ y, por lo tanto, será tangente al círculo de fricción, según se desprende evidentemente de la fig. V-5.

El equilibrio de la masa de suelo deslizante bajo estudio depende de la acción de las siguientes fuerzas:

W , peso de la masa de suelo, que pasa por el centro de gravedad de dicha masa.

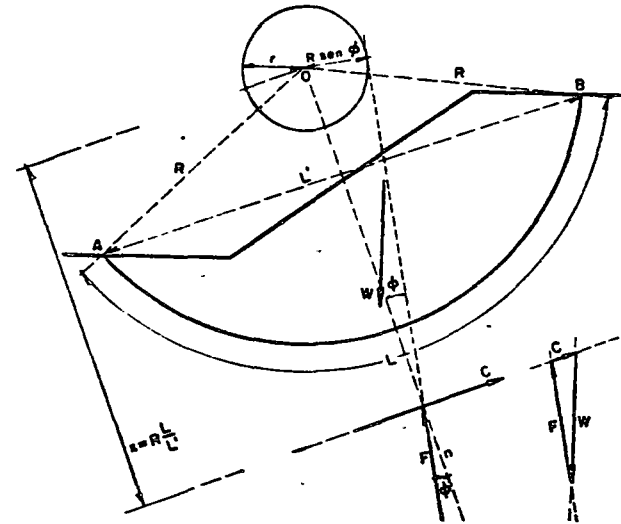


FIG. V-5. Aplicación del círculo de fricción a taludes

C. fuerza total de cohesión desarrollada a lo largo de toda la superficie de deslizamiento y generada por la "cohesión" del suelo.

F. resultante total de las reacciones normales y de fricción.

Se supone que no actúan fuerzas de filtración ni sobrecargas; las primeras de éstas se tomarán en cuenta, según se dijo, con los métodos descritos en el Volumen III de esta obra; las segundas con procedimientos que se desprenden evidentemente de lo que sigue.

La fuerza C puede calcularse, en magnitud, con la expresión

$$C = c_0 L' \quad (5-10)$$

donde c_0 es la "cohesión" del suelo requerida para el equilibrio y L' la longitud de la cuerda del arco de deslizamiento supuesto. La línea de acción de la fuerza C debe ser paralela a la cuerda AB (fig. V-5), puesto que esta cuerda es la línea que cierra el dinámico de las fuerzas de cohesión que se desarrollan a lo largo de la superficie de falla supuesta. Tomando momentos respecto al punto O podrá escribirse

$$c_0 L R = c_0 L' x$$

donde x es el brazo de momento correspondiente a la fuerza C, que fija la línea de acción de ésta.

Por lo tanto:

$$x = \frac{L}{L'} R \quad (5-11)$$

Nótese que el valor de x es independiente de c_0 . La fuerza F es la resultante total de las fuerzas f que son tangentes al círculo de fricción; estas fuerzas f no constituyen pues un sistema concurrente y la fuerza F no será tangente al círculo de fricción (en la sección IV-10, sin embargo, se consideró tangente, cometiendo un pequeño error de escasa consecuencias que, por supuesto, puede corregirse en parte adoptando los procedimientos aquí descritos). La posición F respecto a O puede definirse por la expresión

$$d = K R \text{ sen } \phi \quad (5-12)$$

donde

d = distancia de O a F

K = un factor de proporcionalidad mayor que 1, que depende de la distribución de esfuerzos a lo largo del arco AB (fig. V-5) y del ángulo central $AOB = 2\theta$

R, ϕ = los sentidos usuales.

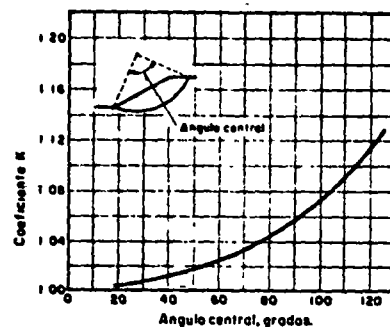


FIG. V-6. Gráfica para obtener el valor de K (Taylor)

Taylor' da una gráfica en que puede encontrarse el valor de K en función del ángulo central $AOB = 2\theta$; la gráfica aparece en la fig. V-6 y está constituida con la hipótesis de una distribución senoidal de esfuerzos normales a lo largo del arco AB, con valor nulo para el esfuerzo en los puntos A y B.

Con las líneas de acción de W y C puede encontrarse su punto de concurrencia, por el cual ha de pasar la fuerza F, pues si la masa deslizante ha de estar en equilibrio, W, C y F han de ser concurrentes.

Con esto se define la línea de acción de F, que pasa por el mencionado punto de concurrencia de W y C y es tangente a una circunferencia con centro en O y radio $KR \text{ sen } \phi$.

Conocidas las líneas de acción de F y C puede construirse con W, conocido en magnitud y posición, un triángulo de fuerzas en el cual puede determinarse la magnitud de C necesaria para el equilibrio.

La "cohesión" del material constituyente del talud es conocida por pruebas de laboratorio y vale c ; el valor necesario del parámetro para que el talud sea estable según el cálculo, es decir, para tener la condición de equilibrio de las fuerzas actuantes es, según la expresión 5-10

$$c_0 = \frac{C}{L'}$$

que puede ya calcularse. Por ello, puede determinarse la relación

$$F_0 = \frac{c}{c_0} \quad (5-13)$$

Con lo cual se obtiene un factor de seguridad asociado al círculo escogido en términos de la "cohesión".

Si el valor de ϕ con el cual se construyó el círculo de fricción es el real del suelo, la expresión 5-13 proporciona un factor de seguridad del talud, el que estaría trabajando, pudiera decirse, en condición límite respecto a la fricción.

Cuando se desea que el talud trabaje con seguridad no sólo respecto a la "cohesión" sino también a la fricción puede aplicarse el método del círculo ϕ con un valor de ϕ menor que el real del suelo; se define así un factor de seguridad respecto a la fricción⁸

$$F_\phi = \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \phi_e} \quad (5-14)$$

donde ϕ es el valor real del suelo y ϕ_e el escogido para aplicar el método, menor que el anterior. En estas condiciones se obtendrá para el mismo talud un valor de F_c distinto y menor que si el ϕ_e elegido hubiese sido igual a ϕ .

Existen así infinitas combinaciones posibles de valores de F_c y F_ϕ asociados a un talud dado.

Si se desea que $F_c = F_\phi = F_s$, donde F_s es el factor de seguridad respecto a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, para manejar un solo factor de seguridad ligado a un círculo dado, puede procederse como sigue (Taylor):

Usense varios valores lógicos de ϕ_e en la aplicación del método del círculo ϕ . A cada valor está ligado un F_ϕ y para cada valor puede obtenerse un F_c . Grafiquense esos valores de F_c y F_ϕ correspondientemente, como se muestra en la fig. V-7.

La curva obtenida corta a una recta a 45° en un punto en que

$$F_c = F_\phi = F_s$$

Ese punto indica un valor de F_ϕ y F_c al que corresponde un cierto valor de ϕ_e que es con el que tendría que haberse aplicado el método del círculo ϕ para obtener directamente factores de seguridad iguales respecto a "cohesión" y "fricción", en el círculo de falla tentativo que se esté estudiando.

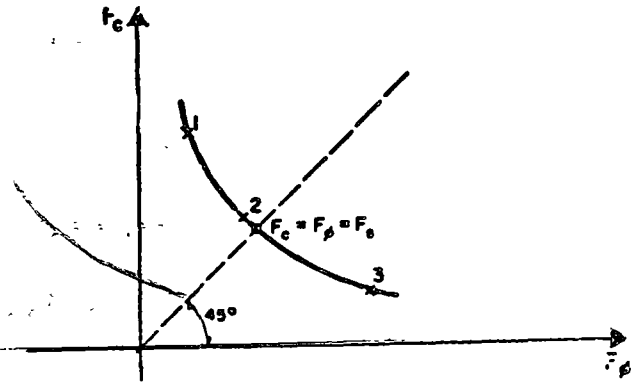


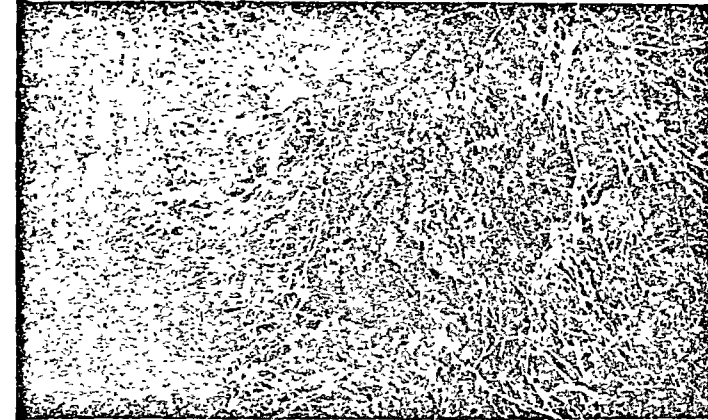
FIG. V-7. Método de Taylor para fijar el factor de seguridad de un talud.

Puede demostrarse que en un suelo homogéneo sin fuerzas de filtración y con círculo crítico de falla de base, una vertical tangente al círculo de fricción pasa por el punto medio del talud. (Anexo V-a).

V-5. Grietas de tensión

Es un hecho experimental que antes de ocurrir un deslizamiento de tierras en el cuerpo de un talud que no sea puramente friccional aparecen en la corona grietas más o menos longitudinales; esto es indicativo de la existencia de un estado de tensiones en esa zona.

La aparición de las grietas causa, en general, los siguientes efectos:



Grieta típica en la corona de un talud en estado de falla incipiente

- a) Una reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente, fig. V-8.
- b) Una disminución del momento motor, que se reduce en el peso de la cuña $e_1 f e$.
- c) Una generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia cuando se almacena en la grieta. Estos empujes son desfavorables a la estabilidad del talud.

Terzaghi ha indicado que los dos últimos efectos señalados tienden, en general, a contrarrestarse, por lo que su influencia neta en la estabilidad del talud es despreciable y sólo el primer efecto mencionado ha de ser tomado en cuenta. Para ello el propio Terzaghi ha propuesto, en suelos puramente "cohesivos", substituir la "cohesión" del suelo, obtenida de pruebas de laboratorio, por un valor, c_a , corregido según la relación (fig. V-8)

$$c_a = \frac{be_1}{be} c \quad (5-15)$$

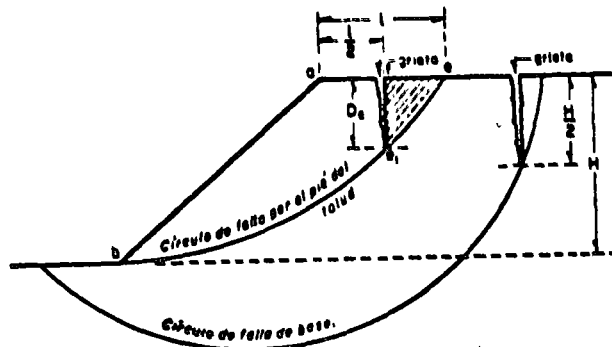


FIG. V-8. Grietas de tensión en la corona de un talud

De esta manera puede hacerse el análisis por los métodos ya indicados, como si no existiese grieta.

La posición de la grieta ha de determinarse previamente a la aplicación de la relación 5-15. Cuando el círculo más crítico posible pasa por el pie del talud, la experiencia indica que la grieta se localiza casi siempre a una distancia del borde del talud mayor que la mitad de la porción de la corona interesada por el círculo (fig. V-8) y puede considerarse, para efectos de análisis, que llega hasta dicho círculo (D_0). Cuando el círculo más crítico posible corresponde a falla de base, la grieta suele localizarse en la práctica a partir del hecho también experimental de que la profundidad máxima observada no sobrepasa $H/2$. Este valor es pues conservador y una vez definido, la grieta puede ser localizada con ayuda del círculo crítico (fig. V-8).

Si se desea tomar en cuenta en los cálculos el efecto del empuje hidrostático del agua almacenada en las grietas, podrá usarse la ecuación

$$\Delta M_m = \frac{1}{2} z_0^2 \gamma_w d \quad (5-16)$$

donde z_0 es la profundidad de la grieta y d es la distancia al centro del círculo, O , del empuje hidrostático, que actúa en el tercio inferior de la profundidad agrietada.

V-6. Fallas por traslación

Como ya se ha indicado, las fallas por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad existe un

estrato paralelo a la superficie del terreno o casi paralelo, cuya resistencia sea muy baja. El fenómeno es particularmente frecuente cuando el terreno natural constituye una ladera inclinada, con el plano débil guardando una inclinación similar. En la naturaleza los planos débiles típicos son estratos delgados de arcilla muy blanda o de arena, más o menos fina, sujeta a una subpresión que disminuya los esfuerzos efectivos y rebaje mucho la resistencia del manto al esfuerzo cortante.

En la fig. V-9 se muestra una falla de la naturaleza en estudio.

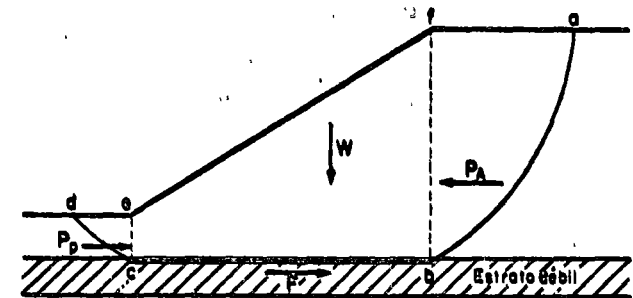


FIG. V-9. Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación

Si se supone que la masa de suelo movilizada es aquella de fronteras $abcd$, puede admitirse que la cuña abf ejerce un empuje activo sobre la parte central $bcef$; bajo tal empuje esta parte trata de deslizarse, oponiéndose a ello una reacción (F) a lo largo de la superficie cb y el empuje pasivo desarrollado en la cuña cde .

Los valores de los empujes activo (P_A) y pasivo (P_P) pueden calcularse ya sea por la Teoría de Coulomb o por la de Rankine, expuestas en el Capítulo IV; conviene considerar horizontales los empujes, lo cual resulta sencillo y ligeramente dentro de la seguridad.

Si el suelo del estrato débil es puramente "cohesivo", el valor de la fuerza F es simplemente $cb \cdot c$, donde c es la "cohesión" del material. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa $ecbf$ en una cantidad importante, la fuerza F deberá calcularse a partir de ese valor deducido de la resistencia, con la presión normal efectiva igual a la total menos la neutral. En el Volumen III de esta obra se darán los métodos para determinar los valores de u .

El factor de seguridad asociado a la superficie compuesta analizada puede definirse como:

$$F_s = \frac{F + P_P}{P_A} \quad (5-17)$$

V-7. Otros métodos de análisis

Rendulic⁶ ha propuesto, como ya se indicó, el uso de la espiral logarítmica como curva de falla más representativa que la circular. En este caso se tiene la ventaja de que las fuerzas de reacción resultantes de los esfuerzos normales y de fricción pasan por el centro de la espiral; a la vez se tienen desventajas que emanan del hecho de que, en general, la curva espiral es más complicada en su manejo que la circunferencia. Taylor⁷ ha demostrado que este método de la espiral logarítmica proporciona prácticamente los mismos resultados que el Método Sueco y conduce a superficies de falla de ubicación parecida. Por todo ello, el uso de la espiral en los problemas prácticos es restringido, dado que su aplicación resulta en definitiva más complicada. En el Anexo V-c se insiste más en estos puntos.

En épocas recientes se han aplicado a los análisis de taludes ecuaciones e ideas de tipo elasto-plástico. Entre estos trabajos destacan las aplicaciones de las ecuaciones de Kotter, originalmente obtenidas por este investigador para el caso de un material puramente "friccionante" ($c = 0$) y generalizadas por Carrillo y Jaky para el caso $c \neq 0$, $\phi \neq 0$ ^{8,9}. Estas ecuaciones representan una condición general que deben satisfacer los esfuerzos a lo largo de cualquier superficie de deslizamiento, en condición de falla incipiente. En el Anexo V-c se trata también este tema con mayor amplitud.

V-8. Fallas por licuación

Según ya se mencionó en el volumen I de esta obra, las condiciones para que una masa de arena pueda entrar en licuación son que el material esté saturado y en estado más bien suelto y sea sometido a un efecto dinámico rápido; en estas condiciones ya se discutió el cambio que puede ocurrir en la distribución interna de presiones efectivas y neutrales, sin que se modifique la condición exterior de cargas.

En general, se supone que cualquier talud arenoso, independientemente de su inclinación, puede ser fácilmente licuable cuando su relación de vacíos sea mayor que la crítica; esta condición es relativamente frecuente en presas de relleno hidráulico y en otros lugares en que la arena es depositada en forma muy suelta, pero es relativamente fácil de evitar en terraplenes y formaciones artificiales, construidas con un proceso de compactación.

En formaciones arcillosas se han presentado en ocasiones fallas bruscas similares a las de licuación en arenas, que han sido generalmente atribuidas a dos causas diferentes. La primera, por la dismi-

nución grande de la "cohesión aparente" del material, cuando éste aumenta mucho su humedad. La segunda, por la pérdida de resistencia que tiene lugar en arcillas sensibles a causa de la deformación bajo esfuerzo cortante o por cualquier otra degradación estructural que pueda tener lugar, aun sin cambio en el contenido de agua.

En cualquier caso, el análisis teórico del problema es, aún hoy, muy difícil y tosco, por lo que se hace preciso recurrir casi por completo a conclusiones de la experiencia. En el capítulo XI se vuelve a tratar con mayor detalle este importante problema.

En general, se admite que la expansión con absorción de agua es causa de falla mucho más frecuente que las degradaciones estructurales, a no ser que la sensibilidad de la arcilla sea extrema. Aunque la arcilla es muy poco permeable existen innumerables circunstancias por las que puede absorber agua en un caso dado.

Las fallas rápidas por licuación tienen lugar casi siempre en taludes naturales; no se tiene noticia de que estas fallas se hayan presentado en terraplenes y bordos eficientemente compactados.

Un reconocimiento geológico de la región en que se ubicarán los taludes es fundamental para poder predecir la posibilidad del tipo de fallas bajo estudio; si en la región se presentan deslizamientos de laderas naturales de diferente inclinación podrá pensarse que el problema es probable.

V-9. Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes

A continuación se indican algunos métodos que han comprobado su valor práctico para mejorar la estabilidad de taludes cuyas condiciones originales no sean satisfactorias.

a) Tender taludes

A primera vista quizá pudiera pensarse que esta solución sea la más obvia y sencilla en la práctica. Sin embargo, ha de tomarse con el debido cuidado desde el punto de vista teórico y muchas veces es irrealizable prácticamente hablando.

Si el terreno constituyente del talud es puramente friccionante la solución es indicada, pues, según se vio, la estabilidad de estos suelos es fundamentalmente cuestión de inclinación en el talud; tendiendo a éste convenientemente, se adquiere la estabilidad deseada. En suelos "cohesivos", por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada sobre todo por la altura del mismo y la ganancia al tender el talud es siempre escasa y, en ocasiones, nula (ver Anexo V-a). En suelos con "cohesión" y "fricción", el tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otra parte, muchos requisitos prácticos, tales como invasión de zonas urbanas, condiciones económicas emanadas del movimien-

to de grandes volúmenes de tierra, etc., hacen imposible al proyectista el pensar en tender los taludes de los terraplenes, bordos, cortes y demás obras similares, en gran cantidad de casos prácticos.

b) Empleo de bermas laterales o frontales

Se denominan *bermas* a masas generalmente del mismo material que el propio talud, que se colocan adecuadamente en el lado exterior del mismo a fin de aumentar su estabilidad. En la fig. V-10 se muestra en esquema una de estas estructuras.

En general una berma produce un incremento en la estabilidad por dos motivos. Uno, por su propio peso, en la parte que queda hacia fuera de la vertical que pasa por el centro del círculo de falla, disminuyendo el momento motor (parte *bcef* de la fig. V-10). Otro, que aumenta el momento resistente, por el incremento en la longitud del arco de falla por efecto de la propia berma.

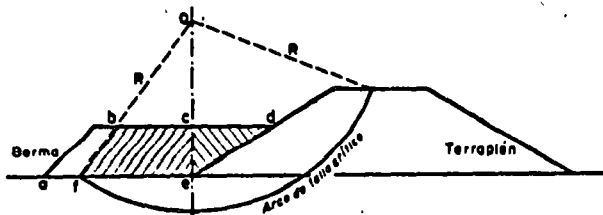
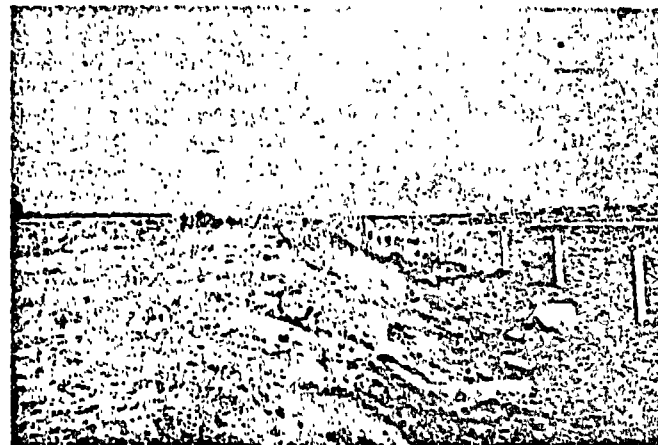


FIG. V-10. Efecto de una berma

Otro efecto importante de las bermas, a veces de gran utilidad, estriba en la redistribución de esfuerzos cortantes que su presencia produce en el terreno de cimentación. En efecto, en ciertas zonas de éste se producen concentraciones de tales esfuerzos que pueden ser muy perjudiciales, sobre todo en terrenos arcillosos altamente sensibles; la presencia de la berma hace que la distribución de esfuerzos sea más favorable y que un mayor volumen del terreno de cimentación coopere a resistir tales esfuerzos.

En los cálculos prácticos ha de tenerse en cuenta que la presencia de la berma modifica la ubicación de la superficie de falla crítica, por lo que su colocación exige un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud protegido por la berma. La experiencia ha demostrado que es una buena base para los tanteos el suponer un ancho de berma del orden de la mitad de la base del terraplén y una altura tal que el peso de la berma dé un momento igual al requerido para alcanzar en el talud original el factor de seguridad deseado. A partir de este principio se procederá por tanteos hasta fijar la berma mínima que cumpla su cometido.



Berma utilizada en el camino directo México-Puebla para corregir una falla ocurrida durante la construcción

c) Empleo de materiales ligeros

Se trata ahora de colocar como material de terraplén suelos de peso específico bajo que, por lo tanto, den bajos momentos motores. El tezontle, de origen volcánico, con peso específico del orden de 1 a 1.2 ton/m³ ha sido muy empleado para este fin. Otras soluciones, tales como sustitución de parte del terraplén con tubos, cajones de concreto hueco, etc., en general resultan muy costosas y, por ello, su uso ha sido muy limitado.

d) Consolidación previa de suelos compresibles

Cuando los suelos de cimentación de terraplenes sean mantos compresibles saturados de baja resistencia al esfuerzo cortante, puede inducirse un proceso de consolidación, acelerado en lo posible, que aumente la resistencia del material.

Al construir terraplenes es frecuente y económico recurrir a construir la estructura por partes, no erigiendo una mientras la anterior no haya producido una consolidación suficiente.

En el Capítulo X del Volumen I de esta obra se ha presentado un método para acelerar el proceso de consolidación por medio de drenes verticales cilíndricos de arena. Desgraciadamente este procedimiento, eficiente por otra parte, suele resultar bastante costoso en la práctica.

El procedimiento para estimar el aumento de la resistencia al esfuerzo cortante que tiene lugar según el proceso de consolidación

progresar está basado en ideas expuestas y discutidas en los Capítulos X y XII del Volumen I de esta obra.

Supóngase que se trata de un terraplén que se construye sobre un suelo compresible, normalmente consolidado, cuya resistencia no garantiza la estabilidad de la estructura, por lo que se ha decidido erigir la mitad de su altura, esperando para completarla a que el suelo se haya consolidado parcialmente hasta que el aumento de su resistencia sea suficiente.

Bajo carga rápida, supuesto que el terraplén se construye en poco tiempo, la resistencia del suelo de cimentación estará representada por la envolvente de la prueba Rápida Consolidada, obtenida trabajando con esfuerzos totales. Analizando esta envolvente puede verse que la resistencia, s , al esfuerzo cortante es proporcional a la carga con que se haya consolidado al material (fig. V-11).

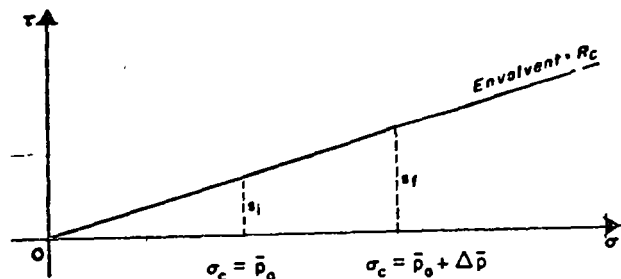


FIG. V-11. Aumento de la resistencia rápida con carga de consolidación

En el manto compresible normalmente consolidado, la resistencia bajo carga rápida será, por lo tanto, proporcional a la profundidad. Al construir la mitad del terraplén se inducirá un proceso de consolidación en el terreno de cimentación, como consecuencia del cual las presiones efectivas aumentarán en todo punto del mismo. La resistencia final en cualquier punto del suelo de cimentación, una vez logrado el 100% de consolidación bajo la nueva carga, puede determinarse a partir de las nuevas presiones efectivas existentes al fin del proceso de consolidación, calculables por los métodos expuestos en el capítulo III. Así, si s_i es la resistencia inicial de un punto de la masa consolidada bajo la presión efectiva por peso propio, \bar{p}_0 , la resistencia final bajo carga rápida, s_f , será la correspondiente a la nueva presión de consolidación $\bar{p}_0 + \Delta\bar{p}$, donde $\Delta\bar{p}$ representa el incremento de presión efectiva que ha producido la mitad primeramente construida del terraplén.

La resistencia en un punto correspondiente a un porcentaje de consolidación entre 0 y 100% tendrá un valor intermedio entre s_i y s_f , el cual podrá interpolarse linealmente entre esos dos, según se desprende obviamente de la fig. V-11.

Si el suelo de cimentación fuera preconsolidado, el problema podrá tratarse como el anterior, pero considerando la envolvente R_c incluyendo el intervalo de preconsolidación.

En ocasiones se ha recurrido en la práctica a algunos otros procedimientos esencialmente equivalentes al arriba expuesto para estimar el aumento de resistencia rápida del suelo por consolidación (Hvorslev¹⁰, Rutledge¹¹).

e) Empleo de materiales estabilizantes

El fin de la solución en estudio es mejorar las cualidades de resistencia de los suelos mezclándoles algunas sustancias que al producir una cementación entre las partículas del suelo natural o al mejorar sus características de fricción aumenten su resistencia en los problemas prácticos. Las sustancias más empleadas han sido cementos, asfaltos y sales químicas. Sin embargo, en la práctica estos procedimientos resultan costosos, por lo que su uso es limitado.

f) Empleo de muros de retención

Cuando un talud es en sí inestable, se ha recurrido con cierta frecuencia a su retención por medio de un muro. La solución, cuando se aplica con cuidado, es correcta aunque, en general, costosa.

Sin embargo, muchas son las precauciones que han de tomarse en cuenta para el proyecto y construcción de los muros. En el capítulo IV se ha tratado el problema general de estas estructuras por lo que aquí sólo se mencionarán algunas precauciones de carácter especial.

En primer lugar ha de cuidarse que la cimentación del muro quede bajo la zona de suelo movilizada por la falla hipotética del talud, pues se han reportado casos en que el muro, en falla por rotación por ejemplo, se moviliza en conjunto con el suelo, resultando totalmente inútil.

En segundo lugar, es preciso tomar precauciones muy especiales en lo referente al drenaje, dotando al muro en su paramento interno de filtros de material permeable, que canalicen a las aguas hacia las salidas que se proyecten a través del muro. En suelos con contenido apreciable de finos plásticos es preciso tener muy presente la posibilidad de que el material del talud se sature, en cuyo caso disminuirá fuertemente su "cohesión aparente", aumentando correspondientemente los empujes que produce contra la estructura. Esta ha sido posiblemente, la principal causa de fallas en muros de retención usados en vías terrestres, canales, etc.

En general, el muro de retención como elemento estabilizador de taludes, constituye una de las estructuras más delicadas en lo refe-

rente a su proyecto y construcción y es recomendable que ambas etapas sean muy cuidadosamente supervisadas por un especialista. Esto, por supuesto, es tanto más cierto cuanto más altas sean las estructuras que se requiera construir y cuanto más plástico sea el suelo por retener.



Deslizamiento por rotación causado por la pérdida de resistencia debida a la saturación de los suelos



Tubería perforada para drenaje interno de un corte de una carretera

g) Precauciones de drenaje

La principal y más frecuente causa de problemas derivados de la estabilidad de taludes en obras de ingeniería es, sin duda, la presencia de agua y su movimiento por el interior de la masa de suelo. Estos efectos y el modo de cuantificarlos se detallarán en las partes correspondientes del Volumen III de esta obra, pero es obvio desde este momento que la saturación y el desarrollo de fuerzas de filtración que tiene lugar durante el flujo de agua afectan decisivamente la estabilidad de las masas de suelo.

Salvo el caso especial de las presas de tierra, en donde el flujo es un factor inevitable cuya presencia siempre ha de tomarse en cuenta, en la mayoría de las obras de ingeniería resulta más económico proyectar obras de drenaje que eliminen filtraciones y flujo que proyectar los taludes para soportar esta condición tan desfavorable. Las estructuras comunes, tales como cunetas, contracunetas, alcantarillas, etc., debidamente proyectadas y construidas han demostrado hoy ser indispensables y no es buena la técnica ingenieril que regatee inversión o esfuerzos en esta dirección. En otras ocasiones será preciso pensar en estructuras especiales del tipo de pantallas de drenes protectores, tubería perforada que penetre convenientemente en la masa de suelo y otras muchas.

En este punto se toca un aspecto que ha sido y sigue siendo muy debatido entre los ingenieros de todo el mundo. Se trata de definir si resulta más conveniente proyectar una obra vial, por ejemplo, con todas las precauciones de drenaje en cada lugar, a fin de evitar futuras fallas encareciendo fuertemente la construcción o, por el contrario, si resulta mejor construir con las precauciones elementales e indispensables, ateniéndose al riesgo de falla futura en algún lugar aislado en que las condiciones de filtración y flujo resulten imprevisiblemente críticas. Este último criterio traerá



Trinchera de drenaje para la zona central de una autopista moderna

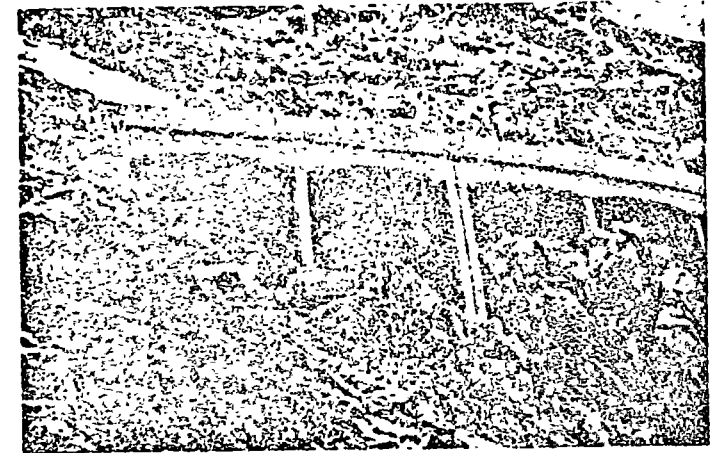


Otra vista de drenes horizontales para captación de agua en el interior de los cortes de los caminos



Un ejemplo de una solución especial para estabilizar taludes en roca: colocación de barras de anclaje en los bloques sueltos

trastornos en la operación de la obra y acarreará, quizá, riesgos hipotéticos a sus usuarios, por la posibilidad de derrumbes localizados bruscos. Apenas puede dudarse que este último criterio resulta más apropiado para ser usado en países de economía restringida, pues siempre será más barato y económico arreglar fallas en algunos pun-



Otra solución especial a un problema de estabilidad de taludes en roca: el medio viaducto

tos que proteger contra esas fallas cada kilómetro de un camino, por ejemplo. De todas maneras, por sus implicaciones económicas y aún morales, el asunto se presta a toda clase de disquisiciones.



Combinación de soluciones a base de muros de retención y medio viaducto (carretera escénica en Acapulco, Gro.)

En taludes en excavaciones, el bombeo o los métodos electromagnéticos (ver Volumen III de esta obra) se usan hoy comúnmente y los segundos parecen prometedores en los problemas de taludes en general.

h) Soluciones especiales

Además de las soluciones que se han mencionado, existen muchas otras y puede decirse que este es un punto en que el ingenio del proyectista guiado por un buen criterio tiene amplio campo de acción. En caminos, por ejemplo, el uso de terraplenes en diente de sierra ha sido muy socorrido para rebajar altura de terraplenes por concepto de sobre elevación en curva y así eliminar riesgos de falla (fig. V-12). En otros casos sobre-

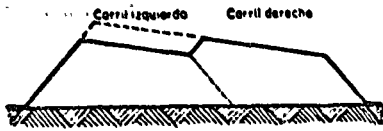
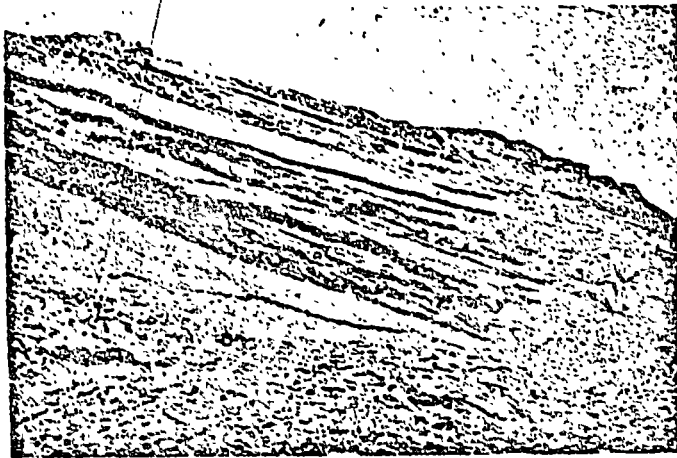


FIG. V-12. Terraplenes en diente de sierra

todo en cortes en roca fracturada, los bloques se cosen materialmente con varillas de acero, pretensadas o no, colocadas en barrenos rellenos con mortero.



Un problema especial: el echado de las rocas favorece su deslizamiento hacia un camino

ANEXO V-a

Consideraciones respecto al análisis de taludes en material "cohesivo" homogéneo en el cuerpo del talud y en el terreno de cimentación

V-a.1. Talud "cohesivo" y terreno de cimentación homogéneo con él y semi-infinito

Los análisis de estabilidad de taludes en suelos "cohesivos" homogéneos en el cuerpo del talud y en el terreno de cimentación han demostrado (Taylor) que la "cohesión" necesaria para garantizar la estabilidad de un talud de inclinación dada sigue la ley de proporcionalidad

$$c \propto \gamma_m H \quad (5-a.1)$$

donde:

γ_m = peso específico del suelo que forma el talud y el terreno de cimentación

H = altura del talud.

La relación anterior puede escribirse:

$$c = N_c \gamma_m H \quad (5-a.2)$$

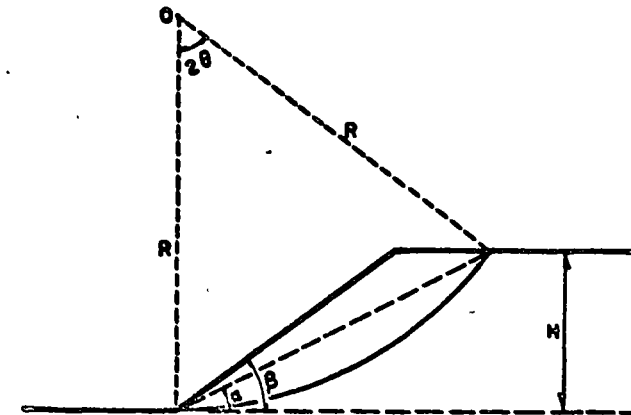


FIG. V-a.1. Literales usadas en el análisis de taludes homogéneos "cohesivos"

Donde N_e se denomina número de estabilidad del talud de que se trate. N_e es función de la inclinación, β , del talud (fig. V-a.1), cuando el círculo más crítico posible pase por el pie del talud. La posibilidad de falla de base se analizará más adelante en esta misma sección.

El sentido de las letras citadas aparece en la fig. V-a.1.

Puede demostrarse que el valor $\beta = 53^\circ$ es una frontera de interés, de modo que si $\beta \geq 53^\circ$ la superficie de falla más crítica posible pasa siempre por el pie del talud y si $\beta < 53^\circ$ el círculo más crítico se presenta adelante del pie del talud, produciéndose una falla de base.

En efecto, considérese la fig. V-a.2 en la cual se muestra un talud en falla de base con una superficie de falla circular cualquiera, que genera las secciones marcadas con números romanos.

Para encontrar el círculo más crítico posible es preciso buscar aquel que dé un factor de seguridad (F_s) mínimo. Para ello se analizará en primer lugar lo que sucede cuando el centro del arco seleccionado se mueve sobre una trayectoria horizontal, después cuando varíe el radio, fijo el ángulo central, 2θ y, finalmente, cuando varía el ángulo central, 2θ , únicamente

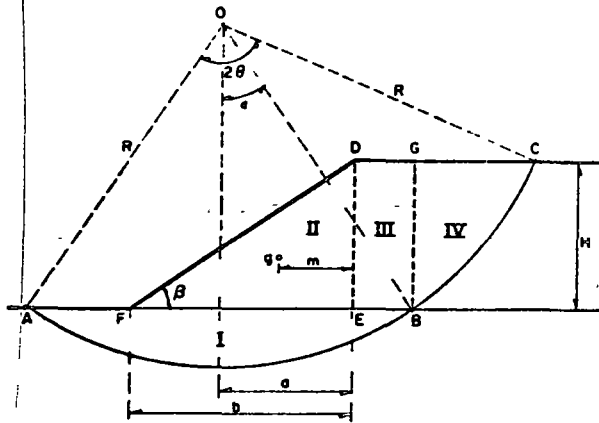


FIG. V-a.2. Esquema de un talud de material "cohesivo", homogéneo con el terreno de cimentación, para determinar el círculo crítico de falla de base

Si el punto O se mueve sobre una horizontal (véase fig. V-a.2) la longitud del arco hipotético de falla no varía, pues los puntos A y C no abandonan sus respectivas horizontales. Por lo tanto se mantiene constante el momento resistente que corresponde al producto cLR . Si se considera ahora como momento motor la expresión ΣWd ,

como se hizo en el cuerpo de este capítulo, por permanecer constante el momento resistente, el F_s mínimo se tendrá, simplemente, cuando el momento motor sea máximo.

Pero:

$$M_m = M_I + M_{II} + M_{III} + M_{IV}$$

M_I es el momento del peso de la tierra correspondiente a la sección I de la fig. V-a.2 y vale cero, pues el centroide del área del sector está siempre en la vertical que pasa por O.

M_{II} es el momento del peso de la tierra correspondiente a la cuña triangular DEF y vale, según la figura mencionada:

$$M_{II} = \frac{1}{2} b H \gamma_m (a - m) \quad (5-a.3)$$

M_{III} es el momento, respecto a O, del peso de la tierra correspondiente al área $DEBG$ y vale:

$$M_{III} = (R \sin \varepsilon - a) H \gamma_m \frac{R \sin \varepsilon + a}{2} \quad (5-a.4)$$

El momento del peso de la tierra correspondiente al área CBG , M_{IV} , no varía cuando el centro del arco de circunferencia escogido se mueve horizontalmente a partir de O; su valor es constante, por lo tanto, y se representará por K.

Teniendo en cuenta las expresiones anteriores podrá escribirse:

$$M_m = \frac{1}{2} b H \gamma_m (a - m) + \frac{H \gamma_m}{2} (R^2 \sin^2 \varepsilon - a^2) + K \quad (5-a.5)$$

Interesa el valor máximo de esta función cuando O se mueve horizontalmente y este movimiento puede referirse a la variación de a; por lo tanto interesa la condición:

$$\frac{\partial}{\partial a} \left[\frac{1}{2} b H \gamma_m (a - m) + \frac{H \gamma_m}{2} (R^2 \sin^2 \varepsilon - a^2) + K \right] = 0$$

de donde:

$$\frac{1}{2} b H \gamma_m + \frac{H \gamma_m}{2} (-2a) = 0$$

$$y \quad \frac{b}{2} - a = 0$$

$$\text{o sea:} \quad a = \frac{B}{2} \quad (5-a.6)$$

Así pues, respecto al movimiento del centro del círculo escogido a lo largo de la horizontal, el círculo de falla más crítico respecto a falla de base, será aquél cuyo centro esté en la vertical que pase por el centro del talud.

Si ahora se fija el ángulo central 2θ y se mueve el centro sobre la vertical que pase por O , el valor del radio variará y también el momento motor y el momento resistente. El valor de R que corresponde al círculo más crítico para esta condición es bastante complicado de obtener y el proceso poco añade, conceptualmente hablando, al panorama general, por lo cual aquí se proporcionará simplemente el resultado final del análisis, según el cual el radio del círculo más crítico resulta ser infinito.

Para que el círculo más crítico posible quede totalmente definido y así poder calcular teóricamente la "cohesión" necesaria para el equilibrio será preciso encontrar el ángulo central 2θ que hace mínimo el factor de seguridad. Como se ha aceptado que el círculo crítico corresponde a radio infinito, para cualquier ángulo central, 2θ , distinto de cero, las distancias del talud a que el círculo de falla intercepte la superficie del terreno serán infinitas a ambos lados. Para hacer el análisis que permita encontrar el valor de 2θ correspondiente al círculo crítico conviene considerar un radio finito muy grande, al cual posteriormente se hará tender a ∞ , encontrando los resultados en ese límite. Teniendo esto en mente, podrá escribirse (ver fig. V-a.3).

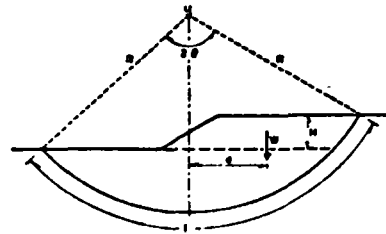


FIG. V-a.3. Talud en material "cohesivo", homogéneo con el terreno de cimentación. Variación del ángulo central 2θ

$$W = \gamma_m H R \sin \theta \quad (5-a.7)$$

También podrá escribirse:

$$d = \frac{R \sin \theta}{2}$$

y, desde luego:

$$L = 2\theta R$$

En falla incipiente: $Wd = cLR$
por lo tanto

$$c = \frac{Wd}{LR} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_m H R^2 \sin^2 \theta}{2\theta R^2}$$

de donde:

$$c = \frac{\gamma_m H}{4} \frac{\sin^2 \theta}{\theta} \quad (5-a.8)$$

El valor más crítico posible de θ será el que haga que la c requerida para mantener la estabilidad sea máxima. Por lo tanto interesa estudiar la condición:

$$\frac{d}{d\theta} \left[\frac{\sin^2 \theta}{\theta} \right] = 0 \quad (5-a.9)$$

de donde:

$$\frac{2\theta \sin \theta \cos \theta - \sin^2 \theta}{\theta^2} = 0$$

y

$$2\theta \sin \theta \cos \theta = \sin^2 \theta$$

de donde se obtiene finalmente la ec.:

$$\theta = \frac{\text{tg } \theta}{2} \quad (5-a.10)$$

De la ec. 5-a.10 se deduce que un valor de $\theta = 66^\circ 45'$, o sea $2\theta = 133^\circ 30'$ corresponde al círculo más crítico posible. Si este valor de θ se lleva a la ec. 5-a.8 se obtiene:

$$c = \frac{\gamma_m H}{4} \frac{\sin^2 66^\circ 45'}{66^\circ 45' \frac{2\pi}{360^\circ}} = 0.181 \gamma_m H \quad (5-a.11)$$

Si se compara esta expresión con la (5-a.2), podrá verse que, para el caso de radio infinito, $2\theta = 133^\circ 30'$, centro del círculo sobre la vertical media del talud y talud "cohesivo" y homogéneo con el terreno de cimentación, el número de estabilidad del talud resultaría igual a 0.181.

Taylor^{5, 7} y Fellenius¹² realizaron gran volumen de investigación en este terreno tendiente a evitar a los proyectistas el trabajo largo y tedioso de los tanteos. Taylor dibujó una gráfica relacionando los valores del ángulo del talud, β , con los números de estabilidad obtenidos para ellos, N_s ; así obtuvo el primer tramo curvo de la gráfica superior de la fig. V-a.4, que corresponde a círculos de falla por el pie del talud. Se ha visto que el número de estabilidad para los círculos más críticos posibles que corresponden a la falla de base ($R = \infty$) es 0.181; este valor define el tramo recto de la misma gráfica en la misma figura. La intersección de los tramos recto y curvo B se produce en un valor del ángulo β igual a 53° . A mayor número de estabilidad el círculo es más crítico por lo que la parte recta representa al valor de N_s para los círculos más críticos, posibles, que son de falla de base con un ángulo de talud, β , comprendido entre 0° y 53° . Para valores de β mayores de 53° la parte curva rige y los círculos más críticos posibles pasan por el pie del talud.

Fellenius observó que para $\beta = 60^\circ$ el ángulo α de la fig. V-a.1 resulta igual a θ y la tangente a la circunferencia de falla que pase por el pie del talud, trazada en ese punto, es horizontal, y que para $53^\circ < \beta < 60^\circ$ los círculos más críticos posibles que desde luego pasan por el pie del talud, interesan al terreno de cimentación; fallas únicamente en el cuerpo del talud ocurren sólo si $\beta > 60^\circ$.

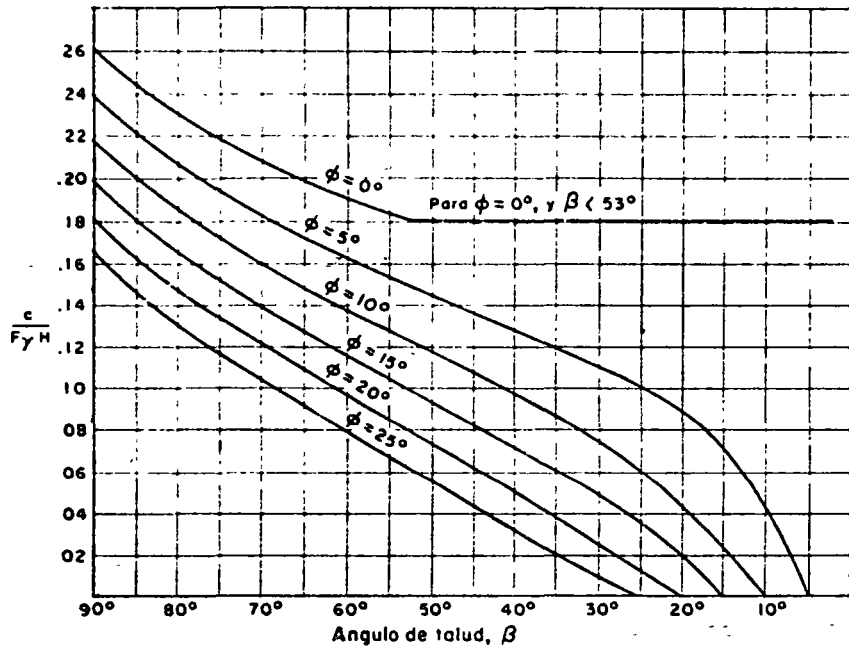


FIG. V-a.4. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes en materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación

V-a.2. Talud "cohesivo" con terreno de cimentación homogéneo con él y limitado por un estrato horizontal resistente

Es muy frecuente que en la naturaleza aparezcan estratos resistentes a una cierta profundidad dentro del terreno de cimentación "cohesivo" y homogéneo con el cuerpo de un talud; en lo que sigue se considerará que estos estratos son horizontales, lo cual, por otra parte no está lejos del caso real normal.

Cuando la inclinación del talud es menor de 53° , de la discusión realizada en la sección anterior de este anexo respecto a los círculos de falla de base, se deduce que el círculo crítico tiende a profundizarse, pues siempre existirá un círculo a mayor profundidad al que corresponda un número de estabilidad mayor, si bien éstos tienden asintóticamente a 0.181 con la profundidad. De esto se deduce que, para estos taludes, el círculo crítico será siempre tangente al estrato resistente. Para fines prácticos, cuando el estrato resistente se encuentra a una profundidad mayor que tres veces la altura del talud propiamente dicho, el número de estabilidad del círculo crítico es muy cercano a 0.181, y sólo se justifica su cálculo para aquellos

casos en que el estrato resistente está a profundidad comprendida entre 0 y $3H$.

Cuando el estrato resistente corresponde al nivel del terreno y $\beta < 60^\circ$, la superficie crítica de deslizamiento sigue siendo tangente a dicho estrato resistente y se desarrolla como se muestra en la fig. V-a.5.

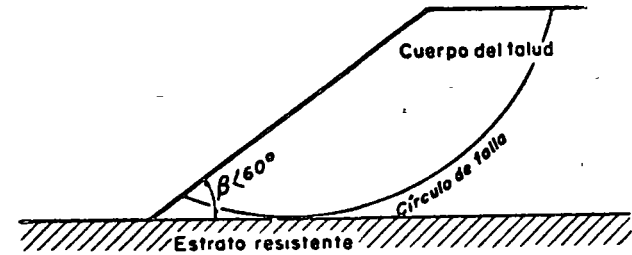


FIG. V-a.5. Círculo de falla en talud en material "cohesivo" cuando el terreno de cimentación está constituido por un material resistente

Para analizar las condiciones de estabilidad de un talud en material "cohesivo" con un estrato resistente localizado en el terreno de cimentación a una profundidad comprendida entre 0 y $3H$, a partir del nivel del terreno (H altura del talud), se utiliza el concepto de factor de profundidad, D , definido según se desprende de la fig. V-a.6.

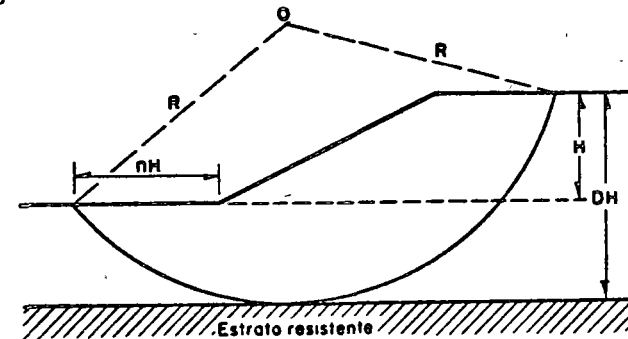


FIG. V-a.6. Esquema para definir los conceptos de factor de profundidad, D , y factor de alejamiento, n .

Desde luego, para un cierto talud el número de estabilidad disminuye si el factor de profundidad va disminuyendo, es decir si el estrato firme está más próximo al nivel del terreno.

Con base en los cálculos realizados, Taylor pudo trazar las curvas que aparecen en la fig. V-a.7, en la cual se consideran ángu-

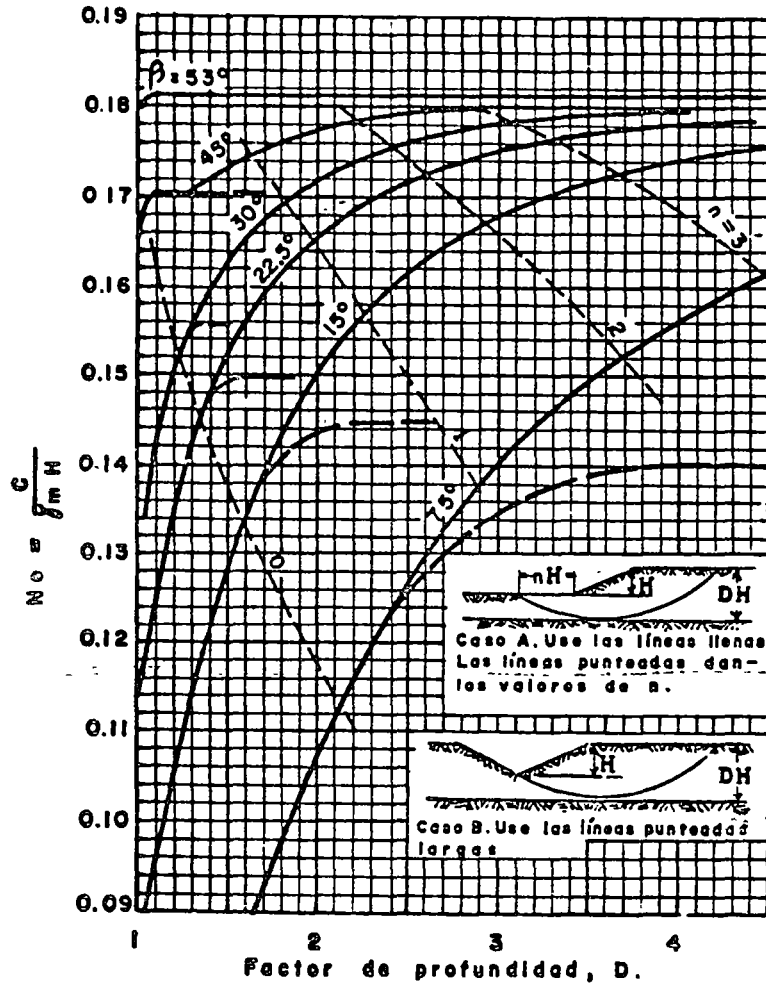


FIG. V-a.7 Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente

los de talud desde 53° hasta 7.5°. Entrando con el valor de D y usando la curva de β correspondiente puede obtenerse el valor de N_0 y el de n , factor de alejamiento, interpolado entre las curvas mostradas.

En la fig. V-a.8 se muestra un círculo de falla de base cuyo centro cae en la vertical por el punto medio del talud y que es tangente a un estrato resistente situado a la profundidad DH .

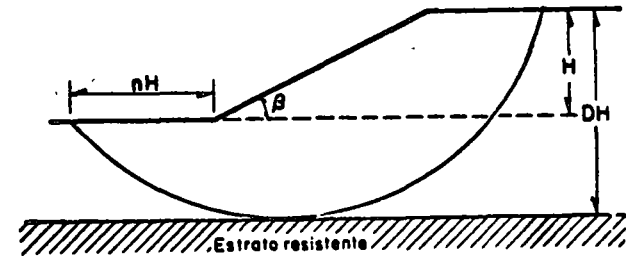


FIG. V-a.8 Círculo con falla de base tangente a un estrato resistente

La superficie de falla aflora a una distancia horizontal nH adelante del pie del talud. Para círculos tangentes al estrato resistente y con centro en la vertical media, el valor n determina la posición del círculo respecto al talud; estos valores pueden obtenerse del mismo gráfico mostrado en la fig. V-a.7. Obsérvese que, como era de esperar para una inclinación del talud dada (curvas llenas de la figura), n aumenta cuando aumenta D ; es decir, cuando el círculo de falla se profundiza más, aflora a mayor distancia del pie del talud.

Puede observarse que en la práctica hay casos en los que el desarrollo de la superficie de falla se ve forzado a pasar por el pie del talud; en la parte inferior de la fig. V-a.7 se muestra un caso de éstos, en el que el número de estabilidad será menor que si la restricción no existiese (y por lo tanto el talud más estable). Los números de estabilidad correspondientes se calcularán en la misma figura recurriendo a las líneas discontinuas de segmentos largos.

ANEXO V-b

Consideraciones respecto al análisis de taludes homogéneos en materiales con cohesión y fricción

Existen numerosos trabajos de mérito cuya finalidad es, a la vez, ahorrar tiempo a los calculistas de estabilidad de taludes y arrojar mayor luz sobre el comportamiento de éstos y sobre las conclusiones que pueden extraerse de los distintos métodos de análisis. De todos

esos, cuya simple mención es imposible en este lugar, se glosan a continuación aquellos que han alcanzado mayor popularidad. Desde luego las conclusiones de estos trabajos son aplicables a taludes homogéneos, en falla por el pie del talud o de base (en cuyo caso se supone que el material constitutivo del terreno de cimentación es el mismo del cuerpo del talud propiamente dicho) y se refieren únicamente a la posibilidad de falla de rotación.

a) *Trabajos de Fellenius*

Fellenius ha extraído algunas conclusiones de carácter general como resultado de un gran número de aplicaciones del procedimiento de las dovelas. En varias de las referencias citadas en este capítulo podrán verse distintas alusiones a sus trabajos. En la Tabla 5-b.1, aparece un aspecto de las investigaciones de Fellenius; en dicha Tabla se definen algunos círculos críticos por el pie del talud en suelos puramente "cohesivos", correspondientes a ángulos de talud, β , frecuentes en la práctica. Las letras tienen el sentido que se desprende de la fig. V-b.1.

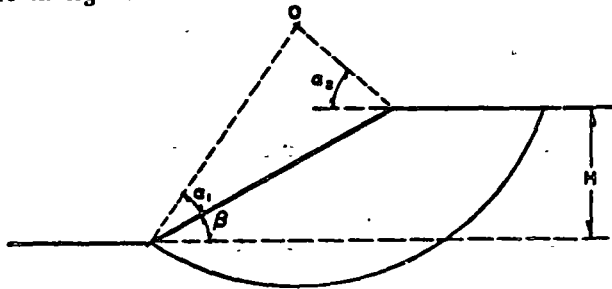


FIG. V-b.1. Posición del centro del círculo crítico por el pie del talud; trabajo de Fellenius ($\phi \neq 0, c \neq 0$)

TABLA 5-b.1

Suelos puramente "cohesivos" ($c \neq 0; \phi = 0$)

Talud	β	α_1	α_2
	o	o	o
1:0.58	60	29	40
1:1.00	45	28	37
1:1.50	33.8	26	35
1:2.00(o mayor)	26.6(o menor)	25	35

Ha de insistirse que las posiciones fijadas por la Tabla 5-b.1 se refieren a círculos críticos por el pie del talud; para su aplicación

práctica será necesario en cada caso, comparar los factores de seguridad con los obtenidos estudiando la falla de base.

b) *Trabajos de Taylor*

Siguiendo un procedimiento análogo al expuesto en el Anexo V-a para suelos puramente "cohesivos", Taylor estudió también los materiales con "cohesión" y "fricción". En la fig. V-b.2 se presentan curvas que relacionan el ángulo de talud, β , con el número de estabilidad, N_e , en función del ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , en círculos críticos correspondientes a falla por el pie del talud.

Las gráficas son de uso muy simple: entrando con un valor de β de proyecto, que se desea verificar y el valor de ϕ , obtenido en pruebas de laboratorio, se obtiene un valor de N_e correspondiente; según la definición del número de estabilidad usada por Taylor, puede escribirse:

$$F_s = \frac{N_e c}{\gamma_m H} \tag{5-b.1}$$

Donde F_s es el factor de seguridad del talud analizado en términos de la "cohesión", que como ya se discutió, no es un verdadero factor de seguridad. Así pues, las gráficas de la fig. V-b.2 propor-

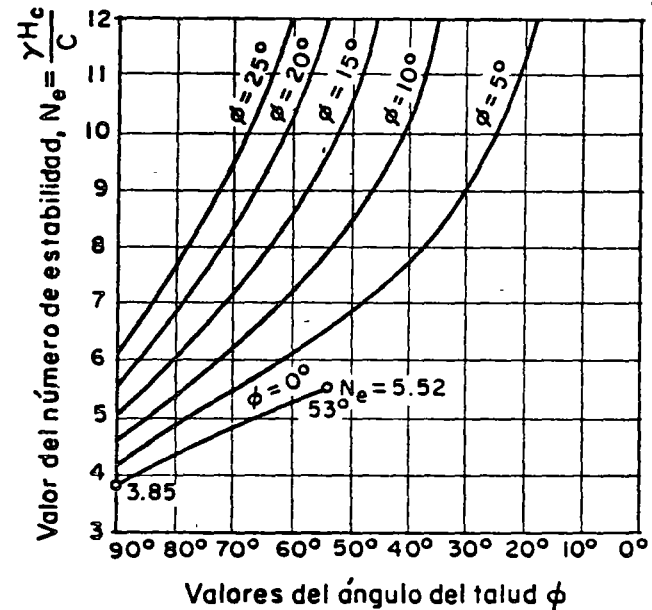


FIG. V-b.2. Gráfica de Taylor para determinar el número de estabilidad de un talud, $\phi \neq 0, c \neq 0$

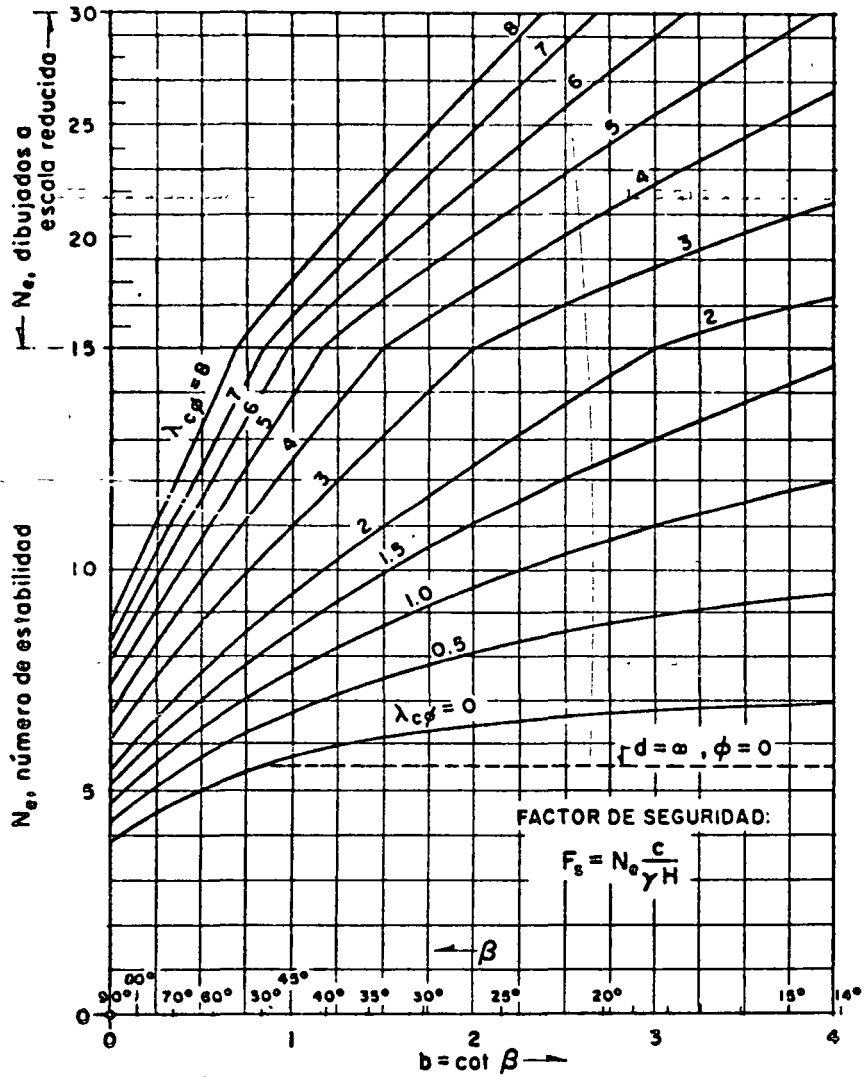


FIG. V-b.3. Números de estabilidad asociados a círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambu

cionan sólo una primera aproximación al problema de la estabilidad en círculos por el pie del talud; además, será preciso estudiar la posibilidad de falla de base para llegar al círculo más crítico posible.

c) Trabajos de Jambu¹³

Para taludes simples y homogéneos Jambu expresa el factor de

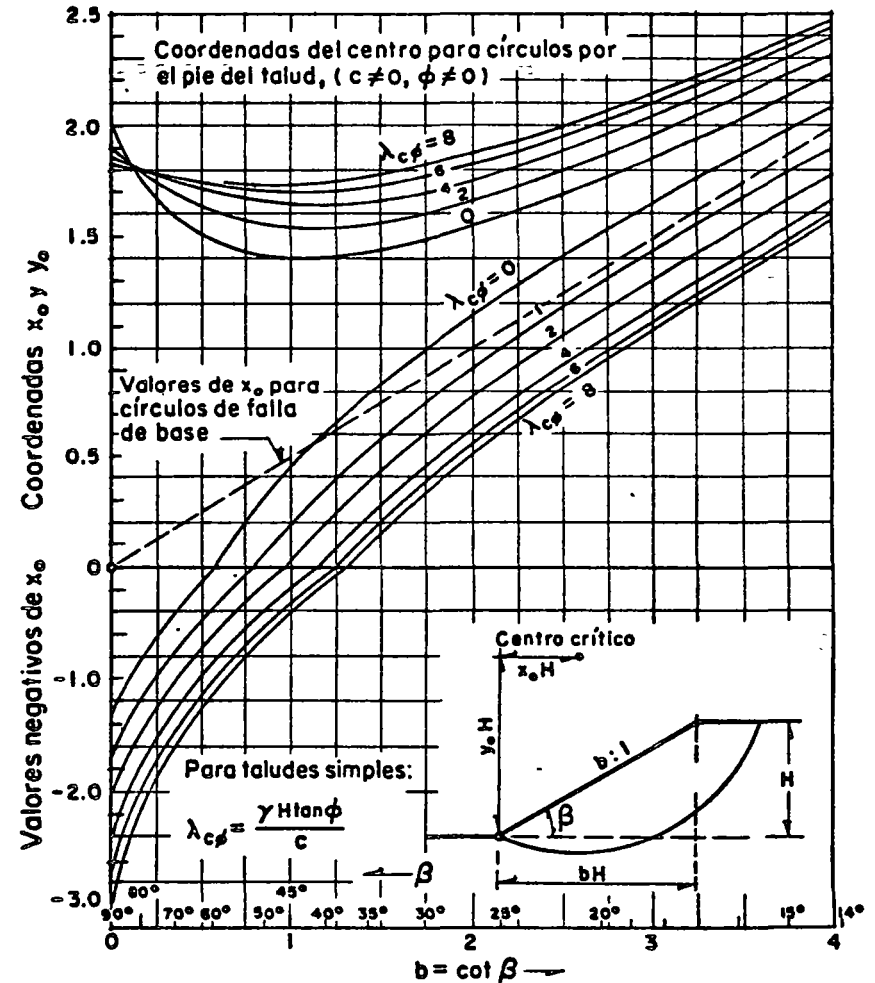


FIG. V-b.4. Coordenadas de los centros de círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambu

seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud, por la fórmula:

$$F_s = \frac{N_c c}{\gamma_m H} \quad (5-b.2)$$

Donde N_c es un número de estabilidad que puede obtenerse de la fig. V-b.3, a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H}{c} \operatorname{tg} \phi \quad (5-b.3)$$

También proporciona (fig. V-b.4), los parámetros x_0 y y_0 que definen la posición de los centros de los círculos críticos de pie del talud por medio de las relaciones

$$\begin{aligned} x &= x_0 H \\ y &= y_0 H \end{aligned} \quad (5-b.4)$$

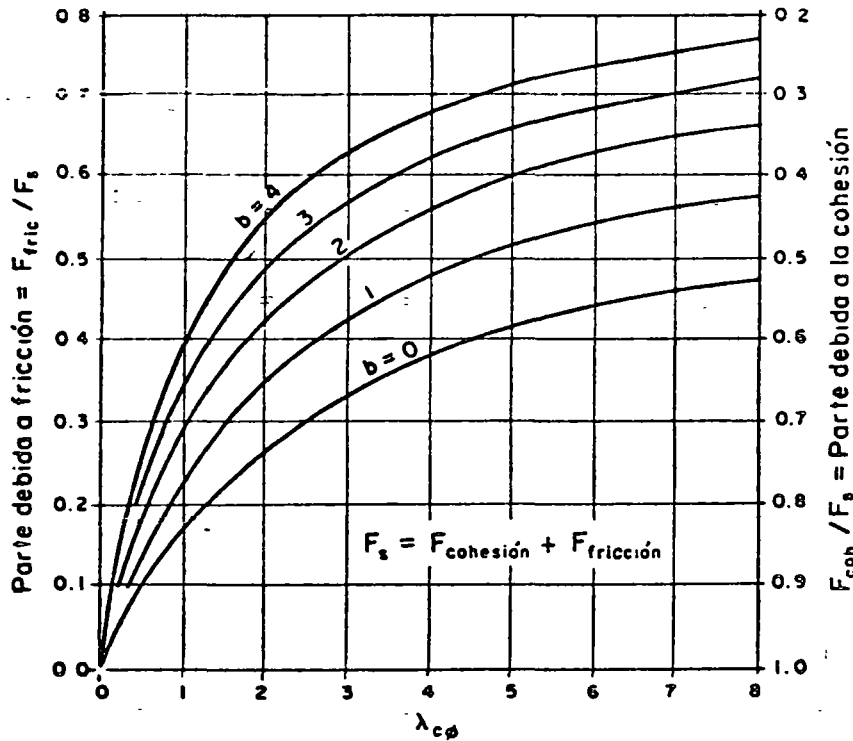


FIG. V-b.5. Contribución de la "fricción" y la "cohesión" al factor de seguridad, según N. Jambu

Por último, en la fig. V-b.5 se da una gráfica en la que puede verse qué fracción del factor de seguridad total asociado a un círculo dado se refiere a la "cohesión" del suelo y cual a la fricción del mismo.

Huelga decir que las gráficas y fórmulas anteriores se refieren solamente a taludes en que no hay presiones neutrales de agua en el interior del suelo. Cuando éstas existan, el problema de la estabilidad se atacará con las normas que se establecen en el Volumen III de esta obra.

ANEXO V-c.

Otros métodos de análisis de taludes

V-c.1. Método de la espiral logarítmica

Al aplicar el Método Sueco es preciso introducir una hipótesis simplificativa respecto a la distribución de esfuerzos a lo largo de la superficie de deslizamiento; de otro modo el problema resulta estáticamente indeterminado. Rendulic⁶ evita esta situación no deseable utilizando como superficie de falla hipotética un arco de espiral logarítmica, de ecuación

$$r = r_0 e^{\sigma \operatorname{tg} \phi} \quad (5-c.1)$$

Donde el sentido de las letras es el indicado en la fig. V-c.1 y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo. Como ya se mencionó en otra ocasión, la propiedad que hace útil a la espiral en los análisis de estabilidad es que su radio vector en cualquier punto forma precisamente el ángulo ϕ con la normal a la curva en dicho punto. Así,

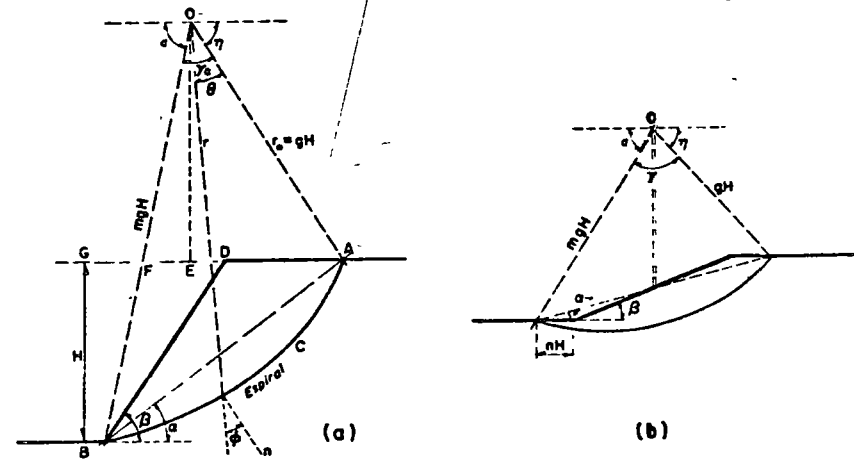


FIG. V-c.1. Método de la espiral logarítmica

todas las fuerzas resultantes de las reacciones normales y de fricción actuantes en los elementos de línea sobre la curva pasan por el centro de la curva O .

Considérense los siguientes cuatro parámetros, con objeto de simplificar el planteamiento matemático del método.

$$m = e^{\gamma c \tan \phi}$$

$$g = \frac{1}{\sin \alpha \sqrt{1 + m^2 - 2m \cos \gamma c}} = \frac{r_0}{H}$$

$$\varepsilon = \alpha + \text{ang} \left[\frac{\sin \gamma c}{\sqrt{1 + m^2 - 2m \cos \gamma c}} \right]$$

$$\eta = \pi - \gamma c - \varepsilon$$

Donde γc y α se han tomado como los dos parámetros necesarios para definir la espiral.

Considérense también las siguientes fuerzas que actúan en el talud

W = peso de la tierra deslizante.

C = fuerza de cohesión total desarrollada a lo largo de la superficie de deslizamiento.

P = fuerza total resultante de los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Sean:

M_1 = momento en torno a O de la masa de tierra representada por el área $OACBO$

M_2 = momento en torno a O de la masa de tierra representada por el área $OAF O$

M_3 = momento en torno a O de la masa de tierra representada por el área $BDFB$

Entonces el momento motor del peso W vale:

$$M_m = M_1 - M_2 - M_3 \quad (5-c.2)$$

En la fig. V-c.1 puede verse que:

$$M_1 = \gamma \int_0^{\gamma c} \frac{r^2}{3} \cos(\theta + \eta) d\theta = \frac{\gamma g^3 H^3}{3(9 \text{tg}^2 \phi + 1)} \times [(m^3 \sin \varepsilon - \sin \eta) - 3 \text{tg} \phi (m^3 \cos \varepsilon + \cos \eta)] \quad (5-c.3)$$

$$M_2 = \frac{1}{6} \gamma g^3 H^3 \sin^3 \eta (\text{ctg}^2 \eta - \text{ctg}^2 \varepsilon) \quad (5-c.4)$$

$$M_3 = \frac{1}{6} \gamma H^3 [\text{ctg}^2 \beta - \text{ctg}^2 \varepsilon - 3mg \cos \varepsilon (\text{ctg} \beta - \text{ctg} \varepsilon)] \quad (5-c.5)$$

Si M_w es el momento de la fuerza W , M_c el de la fuerza C y M_p el de la P (nulo por pasar esta fuerza por O), se tendrá

$$M_w + M_c = 0$$

Introduciendo un factor de seguridad F_c , respecto a la "cohesión", podrá escribirse:

$$M_w + \frac{M_c}{F_c} = 0 \quad (5-c.6)$$

en la fig. V-c.1 puede ahora verse que

$$M_c = - \int_0^{\gamma c} c r^2 d\theta = - \frac{c g^2 H^2}{2 \text{tg} \phi} (m^2 - 1) \quad (5-c.7)$$

Si se substituyen las expresiones 5-c.7, 5-c.3, 5-c.4 y 5-c.5 en las (5-c.2) y (5-c.6) se obtiene

$$\frac{c}{F_c \gamma H} = \frac{\text{tg} \phi}{3g^2(m^2 - 1)} \times \left[\frac{2g^3 \{ (m^3 \sin \varepsilon - \sin \eta) - 3 \text{tg} \phi (m^3 \cos \varepsilon + \cos \eta) \}}{9 \text{tg}^2 \phi + 1} + g^3 \sin^3 \eta (\text{ctg}^2 \varepsilon - \text{ctg}^2 \eta) + 3mg \cos \varepsilon (\text{ctg} \beta - \text{ctg} \varepsilon) - \text{ctg}^2 \beta + \text{ctg}^2 \varepsilon \right] \quad (5-c.8)$$

La ec. 5-c.8 se aplica cuando la superficie de falla pasa por el pie del talud (caso a de la fig. V-c.1).

Cuando la falla es de base, (fig. V-c.1.b), la condición más desfavorable ocurre cuando el centro de la espiral está en la vertical por el punto medio del talud y entonces

$$n = mg \cos \varepsilon - \frac{1}{2} \text{ctg} \beta \quad (5-c.9)$$

Respecto al caso de falla por el pie del talud hay ahora un incremento de momento motor que vale

$$\frac{1}{2} \gamma n^2 H^3 = \frac{\gamma H^3}{2} (mg \cos \varepsilon - \frac{1}{2} \text{ctg} \beta)^2 \quad (5-c.10)$$

Esto hace que la ec. 5-c.8 se modifique para falla de base a la forma

$$\frac{c}{F_c \gamma H} = \frac{\operatorname{tg} \phi}{3g^2(m^2 - 1)} \times$$

$$\times \left[\frac{2g^2 \{ (m^3 \operatorname{sen} \varepsilon - \operatorname{sen} \eta) - 3 \operatorname{tg} \phi (m^3 \operatorname{cos} \varepsilon + \operatorname{cos} \eta) \}}{9 \operatorname{tg}^2 \phi + 1} + \right.$$

$$\left. + g^3 \operatorname{sen}^3 \eta (\operatorname{ctg}^2 \varepsilon - \operatorname{ctg}^2 \eta) + 3 m g \operatorname{cos}^3 \varepsilon (m g - \operatorname{cosec} \varepsilon) - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{4} \operatorname{ctg}^2 \beta + \operatorname{ctg}^2 \varepsilon \right] \quad (5-c.11)$$

Para cualquier valor de los ángulos central γ_c y α escogidos, pueden valuarse m , g , ε y η , después de lo cual puede calcularse n con la expresión 5-c.9. Si n resulta negativa, la falla a esperar será por el pie del talud y deberá usarse la expresión 5-c.8; si n resulta positiva, se usará la (5-c.11). Así se obtiene un número de estabilidad máximo definido por Taylor, para el talud en estudio.

$$N_o = \frac{c}{F_c \gamma H}$$

Este debe ser comparado con el obtenido aplicando la anterior expresión, calculada con los valores del suelo real y del talud en cuestión.

V-c.2. Estudios basados en las ecuaciones de Kotter

Como se dijo en el cuerpo de este capítulo, Kotter obtuvo relaciones elasto-plásticas para los esfuerzos desarrollados a lo largo de una superficie de deslizamiento cualquiera, en un talud en estado

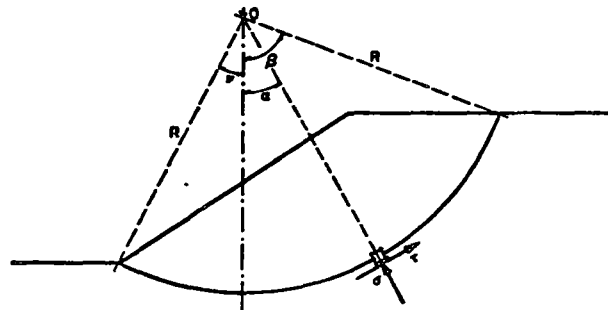


FIG. V-c.2. Clave para interpretar las ecuaciones de Kotter

de falla incipiente. Estas ecuaciones son, para un suelo "cohesivo" y "friccionante" y particularizadas para falla circular: (ver fig. V-c 2)

$$\frac{d\tau}{d\alpha} = 2 \operatorname{tg} \phi \cdot \tau - \gamma R \operatorname{sen} \phi \operatorname{sen} (\alpha - \phi)$$

$$\frac{d\sigma}{d\alpha} = 2c + 2\sigma \operatorname{tg} \phi - \gamma R \operatorname{cos} \phi \operatorname{sen} (\alpha - \phi) \quad (5-c.12)$$

donde

- τ = esfuerzo tangencial que actúa a lo largo de la superficie de deslizamiento circular en el elemento sujeto a análisis
- σ = esfuerzo normal que actúa a lo largo de la superficie de deslizamiento circular en el elemento sujeto a análisis
- ϕ = parámetro de fricción o ángulo aparente de fricción interna del suelo.
- c = cohesión aparente del suelo
- γ = peso específico del suelo
- R = radio de la superficie circular de deslizamiento
- α = ángulo que determina la posición del elemento en estudio sobre el arco circular, con respecto a la vertical.

Se ha probado (ver, por ejemplo, la ref. 14), que para el caso de suelos puramente "cohesivos" un análisis por el Método Sueco implica una hipótesis de distribución de esfuerzos sobre la superficie de deslizamiento que no satisface las ecuaciones de Kotter. El análisis puede generalizarse (ver, por ejemplo, ref. 15) para suelos con "cohesión" y "fricción", verificándose que el Método Sueco no satisface tampoco en este caso las condiciones de Kotter y que los valores de la "cohesión" requerida para el equilibrio del talud resultan mayores usando el Método Sueco que usando las ecuaciones de Kotter directamente; esto último indica que el Método Sueco resulta más conservador que los directamente derivados de integrar las ecuaciones de Kotter a lo largo de la superficie circular.

En la obra de J. B. Hazen que se menciona en la Bibliografía de este capítulo podrá hallarse más amplia información sobre estos temas de tantas y prometedoras posibilidades.

REFERENCIAS

1. Collin, A. — *Recherches experimentales sur les glissements spontanés des terres argileux* — Carilian, Geoury et Dalmont — Paris — 1846.
2. Skempton, A. W. — *Alexander Collin, pioneer in Soils Mechanics* — Transactions Newcomen Soc. — Vol. XXV — 1946.
3. Coulomb, Ch. A. — *Essai sur une application des regles des maximes et minimes a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture* — Memorias — Académie Royale — Vol. VII — Paris — 1776.
4. Krey, H. — *Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes* — Ernst Ed. — Berlin — 1936.

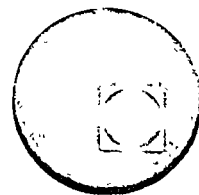
5. Taylor, D. W. — *Fundamentals of Soil Mechanics* — Capítulo 16 — John Wiley and Sons, Inc. 1956.
6. Rendulic, L. — *Ein Beitrag zur Bestimmung der gleitsicherheit* — *Der Bauingenieur* — No. 19-20 — 1935.
7. Taylor, D. W. — *Stability of earth slopes* — Contribution to Soil Mechanics — Boston Society of Civil Engineers — 1925-1940.
8. Carrillo, N. — *Perfil de un talud plástico de resistencia uniforme* — Anuario de la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica — México — 1943.
9. Jaky, J. — *Stability of Earth slopes* — Proc. del I Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Vol. II — 1936.
10. Capper, P. L. y Cassie, W. F. — *The Mechanics of Engineering Soils* — Capítulo 6 — E. y F. N. Spon — 1960.
11. Rutledge, P. C. — *Resultados de la investigación sobre compresión triaxial* — Publicación original de Waterways Experiment Station, traducida por R. J. Marsal y M. Mazari en Contribuciones de la Mecánica de Suelos al diseño y construcción de presas de tierra — Secretaría de Recursos Hidráulicos — México — 1961.
12. Fellenius, W. — *Erdstatische Bershnungen mit Reibung und Kohäsion, Adhäsion. und unter annahme Kreiszyllindrischer gleitflächen* — Ernst Ed. Berlin — 1939.
13. Jambu, N. — *Stability Analysis of slopes with dimensionless parameters* — Harvard Soil Mechanics Series N° 46 — Universidad de Harvard — 1954.
14. Juárez-Badillo, E. — *La ecuación de Kotter en el análisis de estabilidad de taludes simples formados por suelos "cohesivos"* — Memoria del VII Congreso Panamericano de Carreteras — Panamá — 1957 — *Revista Ingeniería* — Vol. 28 — N° 2 — 1958.
15. Rico, A. — *Analysis of Slope Stability. Elasto-plastic Considerations* — V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Paris — 1961.

BIBLIOGRAFIA

- Fundamentals of Soil Mechanics* — D. W. Taylor — John Wiley and Sons — 1956.
Theoretical Soil Mechanics — K. Terzaghi — John Wiley and Sons — 1956.
Basic Soils Engineering — B. K. Hough — Ronald Press Co. — 1957.
Principles of Engineering Geology and Geotechnics — D. P. Krytine y. W. R. Judd — McGraw Hill Book Co. — 1957.
La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica — K. Terzaghi y R. B. Peck — (Trad. O. Moretto) — Ateneo Ed. — 1955.
Landslides and Engineering Practice — Highway Research Board Special Report N° 29 — Editado por E. B. Eckel — 1959.
Earth Pressure Calculations — J. Brinch Hansen — Danish Technical Press — Copenhagen — 1953.
The Mechanics of Engineering Soils — P. L. Capper y W. P. Cassie — E. y F. N. Spon — 1957.
Mecánica del Suelo — J. A. Jiménez Salas — Ed. Dossat — 1954.
Traité de Mecanique des sols — A. Caquot y J. Kerisel — Gauthier-Villars Ed. — 1956.
Stabilité des terres — J. Verdeyen y V. Roisin — Eyrolles Ed. — 1955.
Practical Problems in Soil Mechanics — H. R. Reynolds y P. Protopapadakis — Crosby Lockwood and Son — 1956.



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

Parámetros de Resistencia a Utilizar
en Diferentes Métodos de Análisis que
pueden Emplearse en Fallas de Taludes

Dr. Eulalio Juárez Badillo

CAPITULO XII

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

XII-1. Introducción

El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse, sin exageración, que constituye el punto fundamental de toda la Mecánica de Suelos. En efecto, una valoración correcta de ese concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles.

Empero, debe hacerse notar que, quizá como ningún otro, este capítulo de la especialidad refleja las incertidumbres y encrucijadas científicas del momento. Gracias sobre todo a Coulomb, la Mecánica de Suelos tradicional había creído resolver el trascendental problema en forma satisfactoria; durante años, basándose en ideas sin duda más precisas que otras anteriores, el ingeniero valuó la resistencia al esfuerzo cortante y construyó obras de tierra con una tranquilidad que hoy se antoja exagerada. Una vez que, en épocas modernas y aprovechando desarrollos paralelos de la Teoría de la Plasticidad, se revisaron las ideas tradicionales sobre la resistencia de los suelos, se vio que aquéllas podrían ser muy difícilmente sostenidas; de hecho, se hizo indispensable abandonarlas. Sin embargo, la tecnología o investigación actuales no han sido capaces aún de sustituir el cuerpo de doctrina, sistematizado y completo, del que antes se disponía, por otro análogo y acorde con las nuevas ideas; en lo que se refiere al problema de la resistencia al esfuerzo cortante, la Mecánica de Suelos está en una etapa de transición: la investigación moderna se ha mostrado iconoclasta con lo antiguo y, por otra parte, aún no le ha sido posible elaborar una doctrina completa y sistemática. Esta es la razón por la que aún hoy en muchos laboratorios de ingeniería de suelos se trabaja, en estos terrenos, como si los últimos años no hubiesen transcurrido y por la que el tema resulta particularmente espinoso para ser abordado en un libro de texto.

En lo que sigue, tratarán de exponerse las ideas tradicionales sobre el tema, indicando las razones que aconsejan su abandono y se expondrán algunas de las ideas modernas que aparecen hoy como de sobre-

vivencia más probable. El lector no debe olvidar que las verdaderas fuentes actuales del tema son los artículos, comunicaciones y trabajos de investigación que, en gran número, aparecen por doquier; allí, eliminando lo que haya de probarse insostenible, se encontrarán las ideas que irán normando el futuro de este campo.

XII-2. Reseña histórica

El primer trabajo en que seriamente trató de explicarse la génesis de la resistencia de los suelos es debido al conocido físico e ingeniero francés C.A. Coulomb (1776).¹ La primera idea de Coulomb consistió en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos, según la Mecánica elemental.

Es sabido que si un cuerpo (fig. XII-1.a) sobre el que actúa una fuerza normal P ha de deslizarse sobre una superficie rugosa, se encuentra que la fuerza F , necesaria para ello, resulta ser proporcional a P , teniéndose:

$$F = \mu P$$

donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Coulomb admitió que, en primer lugar, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción arriba mencionado rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelos. Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma AA' (fig. XII-1.b) el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano, es proporcional al valor de σ , presión normal en el plano AA' , teniéndose:

$$\frac{F}{A} = s = \tau = \sigma \operatorname{tg} \theta$$

Automáticamente nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante, τ , alcanza un valor, s , tal que:

$$s = \sigma \operatorname{tg} \theta \quad (12-1)$$

La constante de proporcionalidad entre s y σ , $\operatorname{tg} \theta$, fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al cual él llamó "ángulo de fricción interna" y definió como una constante del material.

De la ecuación (12-1) se deduce que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que la obedezcan debe ser nula para $\sigma = 0$. Basta tener en una mano entreabierto una muestra de arena seca y suelta (por ejemplo, arena de playa), en la cual obviamente puede considerarse $\sigma = 0$, para darse cuenta, al ver deslizar entre los dedos a la arena, que ese material es de los que para $\sigma = 0$ presentan una $s = 0$. Por otra parte, Coulomb pudo observar que, en otros materiales, tales como por ejemplo un fragmento de arcilla, el sencillo experimento anterior conduce a otras conclusiones; en efecto, es un hecho que la arcilla no deslizaría entre los dedos, de modo que ese material exhibe resistencia al esfuerzo cortante aun en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo. A los materiales de este último tipo, Coulomb les asignó arbitrariamente otra fuente de resistencia al corte, a la cual llamó "cohesión" y consideró también una constante de los materiales. Es más, Coulomb observó que en arcillas francas, la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión normal exterior actuante sobre ellas y, por lo tanto, en dichos materiales, parecía existir sólo cohesión, comportándose en definitiva como si en ellos $\theta = 0$. La ley de resistencia de estos suelos será:

$$s = c \quad (12-2)$$

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas entre las antes enumeradas; es decir, presentan, a la vez, "cohesión" y "fricción interna", por lo que puede asignárseles una ley de resistencia que sea una combinación de las (12-1) y (12-2). Esta ecuación, tradicionalmente conocida en Mecánica de Suelos con el nombre de ley de Coulomb, podría escribirse:

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \theta \quad (12-3)$$

Así, las ecuaciones (12-1) y (12-2) pueden verse como casos particulares de una ley más general. Un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante pueda representarse por una ecuación del tipo (12-1) se ha llamado tradicionalmente "suelo puramente friccionante", así como un suelo que satisfaga la ley (12-2) ha recibido el nombre de "puramente cohesivo". En el caso más general se ha hablado de suelos "cohesivos y friccionantes" o suelos "intermedios".

Estos términos aún son usados en la actualidad por muchos ingenieros, aunque el significado íntimo de las expresiones se haya modificado considerablemente, respecto al pensamiento original de Coulomb.

La ecuación (12-3) fue usada por más de un siglo y sirvió de base para la elaboración de teorías de presión de tierra, capacidad de car-

ga y métodos de análisis de la estabilidad de terraplenes y presas de tierra.

No obstante, los ingenieros con ciertas dotes de observación empezaron a notar las fuertes discrepancias que existían entre la realidad y lo que alguno de ellos llegó a denominar teorías de "libro de texto".² En 1925³ Terzaghi estableció, con base en serias investigaciones experimentales, comenzadas alrededor de 1920, que en las ecuaciones (12-2) y (12-3) la presión normal total debería sustituirse por la presión intergranular ($\sigma - u_n$): de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, o sea la presión efectiva, no es la total, sino la intergranular. Actualmente es común considerar los términos intergranular y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones. La ecuación (12-3) se modificó así para tomar la forma:

$$s = c + (\sigma - u_n) \operatorname{tg} \phi \quad (12-4)$$

En donde, como es usual, u_n representa la presión neutral en el agua. La modificación de Terzaghi tomó en cuenta, por primera vez, la trascendental influencia del agua contenida en el suelo. Pronto se descubrió que el valor de u_n depende no sólo de las condiciones de la carga, sino también y en forma muy notable, de la velocidad de aplicación de ella,⁴ lo que condujo a distinguir el valor de la resistencia "lenta" de la "rápida"; más adelante habrá ocasión de extender estas ideas.

Posteriormente, Hvorslev⁵ hizo notar que el valor de la "cohesión" de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Por lo tanto, la ecuación (12-3) debe escribirse ahora:

$$s = f(w) + (\sigma - u_n) \operatorname{tg} \phi \quad (12-5)$$

Es interesante hacer notar que la contribución de Hvorslev destruyó, de una vez por todas, la idea, en sí insostenible, de que c fuese una constante del material.

La ley (12-5) es lineal en un diagrama $\sigma - s$ para todo valor de σ . Las ideas más recientes sobre el tema, aplicadas a suelos compresibles, hacen necesario establecer una distinción entre las arcillas normalmente consolidadas, para las que la ley lineal parece seguir siendo satisfactoria, con la ordenada en el origen nula ($c = 0$) y las preconsolidadas, en las que la ley lineal ha tenido que ser sustituida por otra más complicada. En lo que sigue habrá ocasión de insistir sobre estas ideas.

XII-3. Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante

Durante muchos años, la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para la determinación de la resistencia de los suelos; hoy, aun cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida con ventaja por las pruebas de compresión triaxial, descritas adelante; sin embargo, la prueba directa ha de mencionarse aunque nada más sea por su utilidad didáctica, que la hace idónea para la discusión de algunos aspectos iniciales de la teoría general.

Un esquema del aparato necesario para efectuar la prueba se presenta en la fig. XII-2.

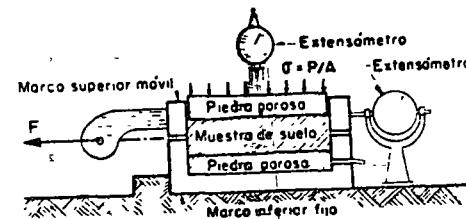


FIG. XII-2. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo

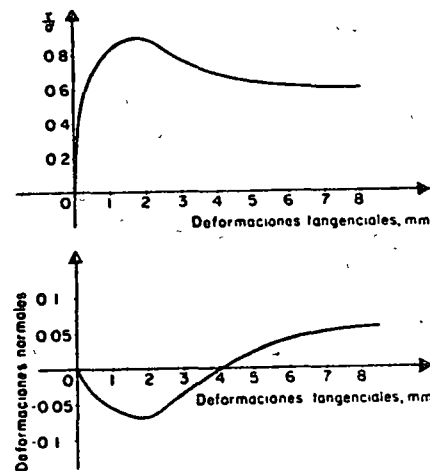


FIG. XII-3. Gráficas de los resultados de una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo. Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ , graduable a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical. Una descripción un poco más detallada de la prueba figura en el Anexo XII-a.

Los resultados de la prueba, en la cual suelen calcularse los valores de la relación τ/σ correspondientes a deformaciones sobre el plano de falla, se dibujan en forma similar a la indicada en la fig. XII-3.

En ésta, como en todas las pruebas de resistencia de suelos, caben dos posibilidades de realización: el método de esfuerzo controlado y el de deformación controlada. En el primero la prueba se lleva a efecto aplicando valores fijos de la fuerza tangencial al aparato de

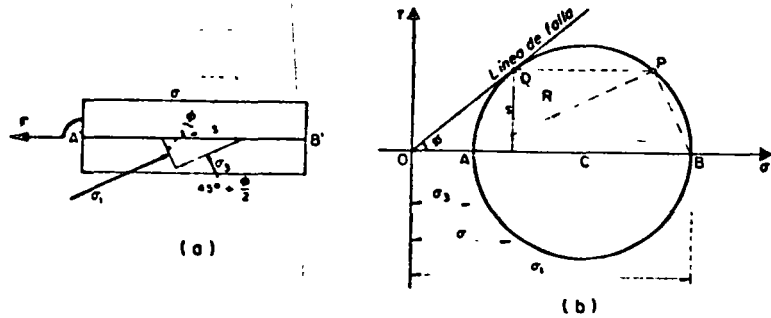


FIG. XII-4. Círculo de falla con los esfuerzos y direcciones principales en la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante

modo que el esfuerzo aplicado tiene en todo momento un valor prefijado; en el segundo tipo, la máquina actúa con una velocidad de deformación constante y la fuerza actuante sobre el espécimen se lee en la báscula de la máquina que la aplica.

Ejecutando varias pruebas con diversos valores de la presión normal, pueden trazarse puntos en la gráfica $\sigma - s$ con los valores de las presiones normales y los valores máximos de τ obtenidos de cada una de las pruebas. Uniendo los puntos así obtenidos se tendrá la línea de falla del material, correspondiente a este procedimiento de prueba.

Una de las desventajas de esta prueba consiste en la imposibilidad de conocer los esfuerzos que actúan en planos distintos al de falla durante su realización. En el instante de falla incipiente, los esfuerzos actuantes en estas otras direcciones pueden determinarse teniendo en cuenta que, en ese instante, el círculo de falla debe ser tangente a la línea de falla. Este círculo, así como los valores y direcciones de los esfuerzos principales, pueden obtenerse por el procedimiento del polo como se ilustra en la fig. XII-4.

En esta figura se ha considerado que la línea de falla pasa por el origen de coordenadas. Conociendo los esfuerzos σ y $s = \tau_{\max}$ (punto D) se traza el círculo tangente a dicha línea de falla en D , cuyo centro está sobre el eje σ . El polo P se encuentra trazando por D una

paralela al plano en que actúan esos esfuerzos; es decir, en dirección horizontal. Uniendo P con A y B se tienen las direcciones de los planos principales, que se detallan en la sección (a) de la fig. XII-4. Nótese que el punto D está en la parte positiva del eje τ , debido a que la desviación ϕ del esfuerzo total en la sección de falla es positiva, según la convención ya introducida.

Es sabido que cuando un material falla en una prueba de resistencia su curva esfuerzo-deformación será semejante a alguno de los dos arquetipos que aparecen en la fig. XII-5.

La curva llena, de (a) es representativa de materiales llamados de "falla frágil" y se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido (resistencia) desciende rápidamente, al aumentar la deformación. La curva (b) corresponde a materiales de "falla plástica" en los que la falla se produce a un esfuerzo que se sostiene aunque la deformación aumente; la falla no está bien definida, habiendo en realidad lo que suele denominarse un flujo del material, bajo esfuerzo constante.

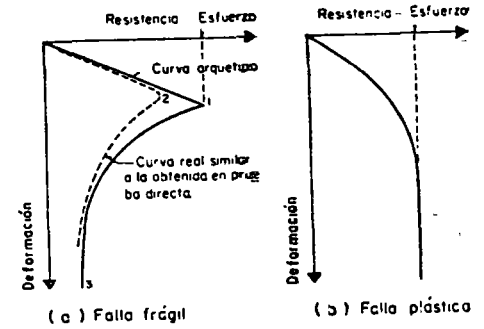


FIG. XII-5. Tipos de falla considerados en los suelos

Uno de los inconvenientes más importantes de su uso debe restringirse a los suelos de falla plástica, debiendo no efectuarse en suelos frágiles, pues la curva esfuerzo-deformación obtenida para éstos resulta desplazada hacia valores menores del esfuerzo, respecto a la que se obtendría con pruebas más adecuadas, proporcionando, por lo tanto, valores menores de la resistencia (curva discontinua de la fig. XII-5.a). El hecho puede explicarse como sigue: cuando se inicia el movimiento del marco móvil, la deformación tangencial en la superficie de falla $A'B'$ no es uniforme, sino que existen concentraciones de deformación en las zonas próximas a A' y a B' , que son menores en el centro de la muestra. A estas diferentes deformaciones corresponden diferentes esfuerzos en un material frágil y cuando las zonas A' y B' alcanzan la deformación y el esfuerzo de falla, en el centro de la muestra obrarán esfuerzos mucho menores; al proseguir la deformación la falla progresa hacia el centro de la muestra y las zonas extremas, ya falladas, estarán trabajando a un esfuerzo mucho menor que el de falla (falla progresiva). El extensómetro horizontal mide lo que podría considerarse la deformación media de la superficie de falla y así, la resistencia medida en la prueba, en el momento en que la falla se presente en un suelo

frágil, es un promedio de los esfuerzos actuantes que no representa la máxima resistencia, sino que es menor. Esto no sucede en los suelos de falla plástica, pues una vez alcanzada la falla, en todos los puntos de la sección crítica los esfuerzos son iguales, independientemente de cualquier concentración de la deformación tangencial; en este caso el esfuerzo promedio representa al máximo de falla.

El grado en que el mecanismo de falla progresiva afecta los resultados de una prueba está teóricamente representado por la diferencia de esfuerzos de los puntos 1 y 2 de la fig. XII-5.a.

Esta diferencia depende de varios factores de los que el más importante es la diferencia que, a su vez, exista entre la resistencia máxima (punto 2) y lo que suele denominarse resistencia última del material (punto 3). Así, cuando al efectuarse una prueba se encuentre que la diferencia entre la resistencia máxima y última sobre la curva real obtenida en el laboratorio sea grande, respecto al valor de la resistencia máxima, podrá pensarse que, en ese suelo, el mecanismo de falla progresiva fue de importancia y por lo tanto la resistencia obtenida será muy conservadora, respecto a la real.

En la práctica, sobre todo en análisis que se refieran a cuestiones de estabilidad, es conveniente distinguir entre la falla en puntos aislados y la falla del conjunto de la masa de suelo. En teoría de estructuras, cuando se usa un criterio "elástico" de diseño, es norma calcular los distintos elementos de modo que en ningún punto de ellos se sobrepase el esfuerzo de falla. En Mecánica de Suelos suele seguirse otro criterio, por otra parte también ampliamente usado en la teoría de las estructuras, según el cual no es objetable que ciertas zonas de la masa hayan sobrepasado su resistencia elástica y estén en estado plástico confinado, siempre y cuando el conjunto esté en razonables condiciones de seguridad.

Se sigue que la prueba de que se está tratando únicamente puede usarse en suelos de falla plástica, como son las arcillas blandas y las arenas sueltas. En arcillas rígidas y arenas compactas, la prueba conduce a resultados por lo general demasiado conservadores.

Otro inconveniente que suele citarse para la prueba es el hecho de que el área de la sección crítica está, en realidad, variando durante la aplicación de la fuerza tangencial, lo cual conduciría a efectuar correcciones, que normalmente no suelen hacerse.

XII-4. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "friccionantes"

Para una mejor comprensión de las características de resistencia de los suelos es conveniente tratar en primer lugar aquéllos que suelen considerarse "puramente friccionantes"; es decir, las arenas limpias.

La resistencia al esfuerzo cortante de este material se considera que sigue la ley ya vista:

$$s = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (12-1)$$

O sea, la resistencia en un plano hipotético de falla cualquiera es proporcional al esfuerzo normal efectivo actuante en ese plano. El ángulo ϕ de "fricción interna" se considera precisamente definido por la anterior ecuación.

Los factores que influyen en el valor de ϕ son muchos y de muy diversa índole, pero entre ellos tres destacan de un modo especial: la compacidad de la arena, la forma de sus granos y su distribución granulométrica, en orden descendente de importancia. La compacidad es, con mucho, la propiedad física de mayor reflejo en la resistencia de una arena, pues por efecto de la trabazón entre los granos que supone una alta compacidad, el valor de ϕ se eleva grandemente, respecto a valores correspondientes a estados sueltos. La forma de los granos también ejerce influencia marcada y simple de visualizar: los granos angulosos se traban entre sí más efectivamente, mientras que los redondeados deslizan y ruedan unos sobre otros más fácilmente. Este efecto resulta claramente influenciado por la compacidad. La granulometría es la menos importante de las tres características mencionadas, adquiriendo relieve práctico únicamente en casos extremos; es decir, una arena bien graduada *SW* tiene un valor más alto de ϕ que una arena uniforme *SP*, constituida por partículas de tamaños similares.

Si la arena contiene algún cementante (carbonato de calcio, sílice, etc.), su resistencia ya no está dada por la expresión (12-1), pues a esfuerzo normal nulo presenta una resistencia "*c*" debida a su cementación; la ley general de Coulomb ofrece en este caso una representación más apropiada.

Para comparar las características esfuerzo-deformación y de resistencia de una arena en distintos estados pueden efectuarse pruebas de resistencia sobre especímenes representativos de las condiciones suelta, compacta y cementada. Si los resultados de pruebas directas, por ejemplo, se dibujan en sistemas coordenados esfuerzo-deformación se obtendrán gráficas análogas a las de la fig. XII-6, que corresponden a tres pruebas en que se supone que se utilizó la misma presión normal.

Puede notarse que la curva correspondiente a la arena cementada es del tipo clásico de falla frágil, muy parecida a una curva prototipo, en tanto que en la arena suelta la curva indica una falla plástica también muy típica; la arena densa muestra un comportamiento intermedio, según se discutió anteriormente.

Un hecho que deberá llamar la atención en los resultados indicados por la fig. XII-6 es que la resistencia última de la arena en sus tres estados es prácticamente la misma. El hecho no es tan paradójico como parece a primera vista; lo que sucede es que, durante la detor-

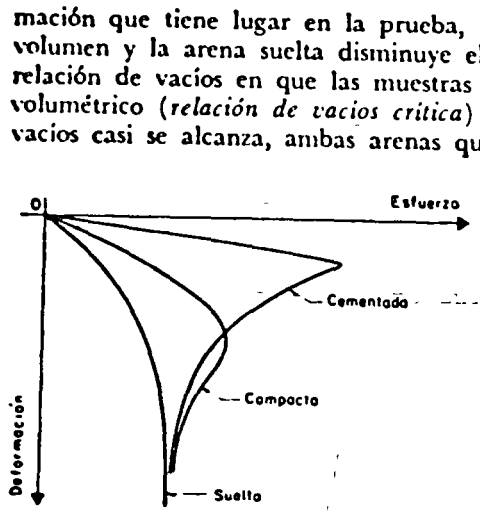


FIG. XII-6. Gráficas esfuerzo-deformación para una arena en estado suelto, compacto y cementado, bajo la misma presión normal

mación que tiene lugar en la prueba, la arena compacta aumenta su volumen y la arena suelta disminuye el suyo, tendiendo ambas a una relación de vacíos en que las muestras puedan deformarse sin cambio volumétrico (*relación de vacíos crítica*); una vez que esta relación de vacíos casi se alcanza, ambas arenas quedan prácticamente en la misma condición de compactación, y, bajo la misma presión normal, como en el caso de la fig. XII-6, presentarán análoga resistencia. En cuanto a la arena cementada deben notarse las altas resistencias alcanzadas antes de la falla, a causa de la contribución del cementante, pero ocurrida aquélla, la muestra presenta, en el plano de falla, una situación similar a los dos estados antes vistos.

Si se efectuasen varias pruebas de resistencia (por ejemplo, directas) sobre una arena en los mismos tres estados antes analizados, haciendo una serie de ellas para cada estado, variando en cada caso la presión normal, se obtendrían, en un plano $s - \sigma$, puntos representativos de la resistencia máxima correspondiente a cada valor de σ . En la fig. XII-7 aparecen las gráficas que resultan al unir esos puntos con un trazo continuo; estas gráficas son envolventes de falla, en el sentido analizado en el Capítulo XI. Se observa que si la arena es suelta, los puntos resultantes prácticamente quedan sobre una línea recta, que pasa por el origen; para estos suelos es pues válido expresar la resistencia al esfuerzo cortante con la ley

$$s = \sigma \operatorname{tg} \phi_s \quad (12-6)$$

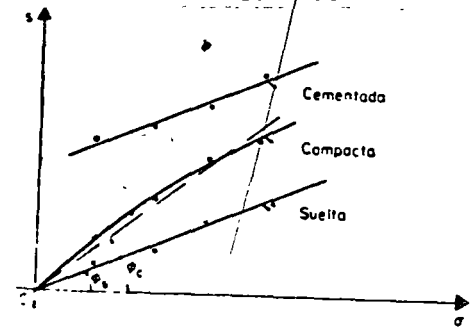


FIG. XII-7. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado

el valor de ϕ_s , "ángulo de fricción interna" de la arena suelta, puede obtenerse en una prueba de laboratorio.

En el caso del estado compacto, los puntos resultantes quedan sobre una línea ligeramente cóncava hacia abajo. Para fines prácticos esa línea puede considerarse recta; así pues, en arenas compactas, puede en la práctica calcularse la resistencia al esfuerzo cortante con una ley del tipo:

$$s = \sigma \operatorname{tg} \phi_c \quad (12-7)$$

Teniéndose ahora valores del "ángulo de fricción interna" mayores que en el estado suelto y también fácilmente calculables en el laboratorio. En el Anexo XII-b de este Capítulo se insiste algo sobre los aspectos teóricos de este problema que puede considerarse, por otra parte, prácticamente resuelto por el uso de la ecuación (12-7).

En el caso de las arenas cementadas, los puntos resultantes de la prueba pueden considerarse sobre una recta con ordenada al origen, por lo que la resistencia al esfuerzo cortante de estos suelos queda bien expresada por la ley general de Coulomb:

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (12-3)$$

c y ϕ deben considerarse como parámetros de cálculo en la ecuación anterior, con los valores que resulten de pruebas de resistencia dignas de confianza.

Se ha estado considerando en todos los análisis anteriores que la arena objeto del estudio está totalmente seca. En el caso de arenas totalmente saturadas, el comportamiento es absolutamente el mismo antes descrito y todas las fórmulas son aplicables sin más que sustituir la presión normal total por la efectiva ($\bar{\sigma} = \sigma - u_n$).

En el caso de arenas parcialmente saturadas se puede observar que el comportamiento depende, en gran manera, del grado de saturación; en arenas ligeramente húmedas, las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial comunican a la arena una "cohesión aparente" que la hace aparecer resistente, aun bajo presión normal exterior nula. Este fenómeno es grandemente aprovechado por los constructores de "castillos" en las zonas húmedas de las playas. Lo que en realidad sucede es que, a pesar de la no existencia de una presión exterior, existe una presión capilar intergranular que la suple; esta presión genera la resistencia friccionante del material. Al aumentar el grado de saturación de las arenas disminuyen los efectos capilares, que llegan a anularse cuando aquél toma valores lo suficientemente altos como para que el aire contenido en el suelo exista sólo en forma de burbujas aisladas, estableciéndose una continuidad en el agua intersticial que ya no permite la generación de presiones capilares importantes sobre la estructura sólida del suelo. En la práctica, en el caso de arenas parcialmente saturadas, las líneas de resistencia pueden obtenerse directamente de pruebas. Sin embargo, es importante notar que en la naturaleza las arenas están arriba o abajo del nivel freático; en el primer caso, por

no existir prácticamente zona de saturación capilar y por ser la arena permeable, estarán secas o ligeramente húmedas; en el segundo, saturadas. Claro está que lo anterior es tanto más cierto cuanto más gruesa sea la arena; en arenas muy finas, el asunto ya no es tan simple y el criterio a aplicar será similar a los que se discutirán para suelos finos en páginas posteriores.

En arenas húmedas existe un fenómeno según el cual aumentan su volumen cuando se someten a un efecto vibratorio [dilación por vibración (IV-1)], llegando a alcanzar relaciones de vacíos mayores que la máxima correspondiente a un estado totalmente seco. Este fenómeno resulta ahora de fácil explicación si se tiene en cuenta la resistencia comunicada a la masa de arena por las presiones intergranulares provocadas por el agua capilar. Una vibración brusca hace que las partículas de arena abandonen sus posiciones de equilibrio, tendiendo a ampliar el espacio que ocupan; la existencia de presiones capilares hace posible que las partículas permanezcan en esas nuevas posiciones de equilibrio aparentemente inestable. En arenas secas eso no ocurre y las partículas pasan de esas posiciones inestables intermedias a otras finales aún más estables que las originales, produciéndose una compactación del conjunto.

XII-5. Relación de vacíos crítica y licuación de las arenas

Según ha quedado establecido, existe el hecho, revelado por el experimento, de que, en deformación bajo esfuerzo cortante, las arenas sueltas disminuyen su volumen y, por lo tanto, su relación de vacíos, en tanto que en las arenas compactas ambos aumentan. De lo anterior se puede intuir la existencia de un valor intermedio de la relación de vacíos tal que, teóricamente, la arena que lo tuviese no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo cortante. Este valor ha sido llamado por A. Casagrande "relación de vacíos crítica".⁶

La obtención de este valor crítico ha de basarse en pruebas de laboratorio. Desde luego la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante no es adecuada, por no ser uniforme el estado de esfuerzos que se produce en toda la masa de suelo; por ello, es preciso recurrir a pruebas de compresión triaxial, que se describirán más adelante, efectuadas sobre arenas totalmente saturadas.

Los resultados obtenidos por diferentes investigadores indican que la relación de vacíos crítica no es un valor constante de cada tipo de arena, sino que depende de varios factores, de los cuales son los principales el estado de esfuerzos a que se sujete la muestra durante la prueba y el método empleado para llegar a dicho estado de esfuerzos, por lo que pueden obtenerse valores diferentes para la relación de vacíos buscada; por esta razón algunos autores prefieren hablar de un

"intervalo crítico de la relación de vacíos" y no de un valor preciso de ella.

La importancia de la relación de vacíos crítica aparece cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas. La resistencia al esfuerzo cortante de tales arenas queda expresada por la ley, ya discutida:

$$s = (\sigma - u_n) \operatorname{tg} \phi = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi \quad (12-8)$$

En arenas finas, de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones volumétricas pueden llegar a tener lugar, en casos de sollicitación muy rápida. Si la arena es compacta, tal deformación tiende a aumentar el volumen de la masa y, por lo tanto, al volumen de los vacíos; esto hace que se genere una tendencia a que el agua exterior entre a la masa de arena, pero si esa absorción de agua no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedará sujeta a una presión neutral, u_n , menor que la inicial, aumentando, por lo tanto, la diferencia $\sigma - u_n$, o sea el esfuerzo efectivo, $\bar{\sigma}$, y, por ende, la resistencia, s , al esfuerzo cortante de la arena. En resumen, una arena compacta que se trate de deformar aplicándole las cargas con velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante.

Si la arena es suelta, naturalmente debe producirse el efecto contrario. Al deformarse tiende a compactarse, lo que aumenta la presión neutral en el agua, si ésta no se drena con la suficiente rapidez. Este aumento en presión neutral rebaja la presión efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante (ecuación 12-8). En principio parecería no haber límite al crecimiento del término u_n , hasta que la diferencia $\sigma - u_n$ llegue a anularse, reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante (licuación), pero esto nunca se ha observado en las pruebas efectuadas en el laboratorio, ni existe evidencia confiable de que esto haya sucedido en el campo; de hecho tampoco existe ninguna razón teórica para afirmar que tal límite crítico pueda ser alcanzado.

Si la arena estuviese en la relación de vacíos crítica, teóricamente su resistencia al esfuerzo cortante no cambiaría al ser sometida a deformación bajo ese tipo de esfuerzo en una prueba de laboratorio. Este hecho ha sido usado por algunos autores para establecer una definición alternativa del concepto relación de vacíos crítica. En la realidad las relaciones de vacíos críticas definidas como se hizo en primer lugar o como ahora acaba de hacerse, no resultan idénticas, sino que presentan pequeñas diferencias imputables a los métodos de obtención.

El fenómeno de licuación de arenas que se presenta tanto en el campo como en el laboratorio, causando una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o prácticamente nulos, por un aumento igualmente rápido de la presión neutral, ocurre

cuando el suelo queda sujeto a una sollicitación brusca de tipo dinámico (impacto, sismo, etc.). Lo que ahora sucede es que la estructura granular del material sufre un derrumbe instantáneo que afecta masas grandes del suelo, por lo que el agua se ve obligada a tomar bruscas presiones adicionales muy por encima de la hidrostática, que reducen la presión efectiva a cero; el conjunto se comporta realmente

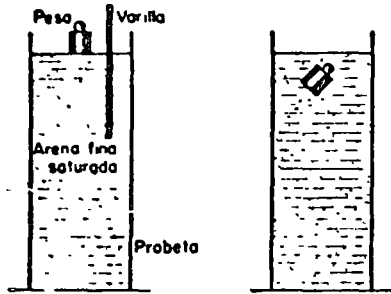


Fig. XII-8. Experimento para reproducir condiciones de licuación en arenas

como una suspensión densa y este comportamiento da nombre al fenómeno.

Hay experimentos sencillos, del tipo del que se describe a continuación, que ilustran objetivamente el fenómeno de licuación de arenas. Considérese una probeta (fig. XII-8) con agua hasta un cierto nivel; si ahora se vacía una arena fina en la probeta, de tal manera que quede en estado suelto y completamente saturado, sin que exista tirante de agua sobre

ella, al terminar la operación, se tendrá un conjunto con la apariencia de un suelo estable. En efecto, sobre la frontera superior puede colocarse un peso de cierta importancia, sin que se produzca deformación perceptible; pero si, en estas condiciones, se introduce bruscamente una varilla, extrayéndola inmediatamente, se podrá observar que el peso antes soportado se hunde materialmente en la arena, quedando alojado en el interior de la masa. Al introducir la varilla y extraerla bruscamente se ha producido un desplazamiento brusco que ocasionó un derrumbe en la estructura de la arena suelta; esto fue causa de la licuación momentánea de, por lo menos, la parte en que se apoyaba el peso.

En una arena depositada en la naturaleza, el peligro de la licuación disminuye según sea más compacta y nunca se ha reportado una falla en mantos en los que la compacidad relativa fuese mayor de 50%. Por lo demás, las fallas por licuación, relativamente frecuentes en zonas sísmicas, constituyen un capítulo de los más dramáticos dentro de la literatura sobre Mecánica de Suelos.

Algunos autores han tratado de estudiar la posibilidad del fenómeno de licuación comparando la relación de vacíos de la arena en cuestión con su valor crítico, pero en realidad no se ha encontrado ninguna razón para pensar que exista una relación de tal naturaleza.

XII-6. Factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos"

Según ya se dijo, el término "cohesivo" ha sido usado tradicionalmente en Mecánica de Suelos con referencia a aquellos suelos que sin presión normal exterior apreciable, presentan características de resistencia a los esfuerzos cortantes. El término nació porque en realidad se pensaba que estos suelos tenían "cohesión"; es decir, se creía en la presencia de una suerte de liga entre las partículas constituyentes; hoy la denominación prevalece, aun cuando está bastante bien establecido que la resistencia de estos suelos tiene, esencialmente, la misma génesis que en los suelos granulares: la fricción. En una muestra de suelo, aun no existiendo presiones exteriores, la estructura está sujeta a presiones intergranulares, a causa, sobre todo, de efectos capilares; estas presiones hacen posible la generación de un mecanismo de fricción entre las partículas sólidas del material.

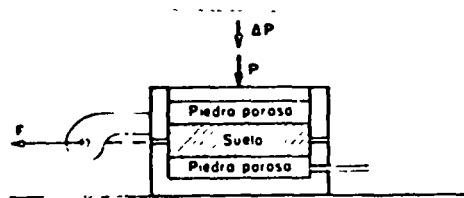
La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" es de mucho más difícil determinación que en los suelos "friccionantes", pues en los primeros la estructura del suelo no puede adaptarse con suficiente flexibilidad a cualesquiera nuevas condiciones de esfuerzo que puedan presentarse; esto es debido, sobre todo, a la relativamente baja permeabilidad de estos suelos, respecto a las arenas; ahora, el agua requiere siempre períodos importantes de tiempo para movilizarse dentro de la masa de suelo. El análisis se hace más complejo al tomar en cuenta que las cantidades de agua movilizadas son ahora también mucho más importantes que en el caso de las arenas, por la compresibilidad relativamente grande, característica de los suelos "cohesivos".

Así como en materiales tales como el acero o el concreto no existe inconveniente práctico de consideración para tomar su resistencia a los esfuerzos como constante, por lo menos en todos los problemas referentes a los diseños estructurales comunes, la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos "cohesivos" se ve de tal manera influenciada por factores circunstanciales que, en ningún caso, es permisible manejarla con fórmulas o criterios prefijados, siendo imperativo en cada caso efectuar un estudio minucioso y específico de tales factores, hasta llegar a determinar el valor que en cada problema haya de emplearse para garantizar la consecución de los fines tradicionales del ingeniero: la seguridad y la economía. Este hecho complica, sin duda, el manejo de la teoría en los casos de la práctica, pero, por otro lado, garantiza que al ingeniero de suelos que aspire a mediana competencia no le es lícita la inercia mental que lleva a la aplicación indiscriminada de fórmulas o manuales, tan frecuente, por desgracia, en otras especialidades ingenieriles.

Los factores que principalmente influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" y cuya influencia debe sope-

sarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le sujete y sensibilidad de su estructura.

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de estos factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se someta a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante (fig. XII-9). La prueba se usa ahora con fines puramente explicativos, aunque en la realidad sólo sea aplicable a arcillas de falla plástica, y, aun para éstas, haya pruebas preferibles.



Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal σ_1 , proporcionada por una carga, P , cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó, a través de su historia geológica, un esfuerzo mayor que dicho σ_1 ; en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones debe tenerse en el agua $u_n = 0$. (Se considera $u_h = 0$ en la muestra.)

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

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \operatorname{tg} \phi = \sigma_2 \operatorname{tg} \phi$$

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

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

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_{nT}) \operatorname{tg} \phi = (\sigma_2 - u_{nT}) \operatorname{tg} \phi$$

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

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

Si, por el contrario, la prueba se efectúa estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por lo tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_n$). Al aplicar F tampoco se disiparán las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque F se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible, de lograr en un aparato de corte directo; esta es otra grave desventaja de esta prueba, según se verá en páginas posteriores en que se discuta la necesidad de plantear diferentes pruebas que diferencien todos los aspectos que ahora se analizan). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial es también u_{nT} (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_n$:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_n - u_{nT}) \operatorname{tg} \phi = (\sigma_1 - u_{nT}) \operatorname{tg} \phi$$

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

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

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicable a un suelo normalmente consolidado en la naturaleza; si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consoli-

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

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

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

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ($M_{m\acute{a}x.}$):

$$M_{m\acute{a}x.} = M_{RL} + 2M_{RB} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^2 s$$

y:

$$M_{m\acute{a}x.} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s$$

De donde:

$$s = \frac{M_{m\acute{a}x.}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{m\acute{a}x.}}{C} \quad (12-9)$$

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

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

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3$$

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

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

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

XII-8. Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (fig. XII-11). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

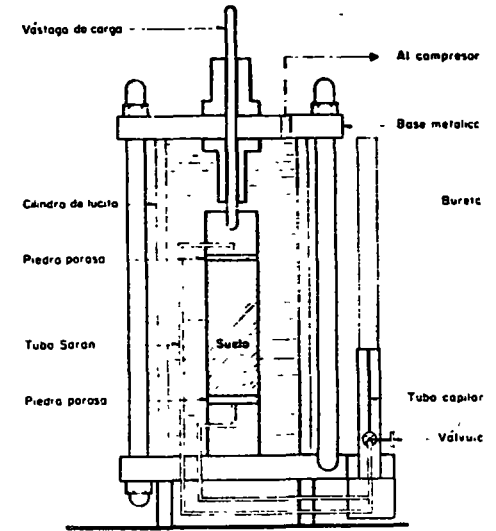


FIG. XII-11. Esquema de la cámara de compresión triaxial

Las figs. XII-12 y XII-13 muestran vistas de conjunto de un banco de compresión triaxial, instalado en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas, en México.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal, por ser hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_3). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_3 , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior,

dada por una presión σ_1 , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza P que producía la σ_1 , la arcilla tenderá a expandirse; como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sujeta a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior; es decir:

$$u_{nN} = -\sigma_1$$

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

$$s = (0 - u_{nN} - u_{nT}) \operatorname{tg} \phi = (\sigma_1 - u_{nT}) \operatorname{tg} \phi$$

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

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme las compresiones o tensiones, originadas en el agua por las cargas, se disipen con el tiempo.

XII-7. Prueba "in situ" por medio de la veleta

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

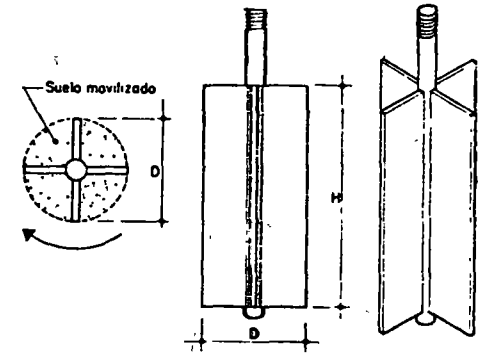


FIG. XII-10. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, generalmente de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (fig. XII-10). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Generalmente la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

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

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

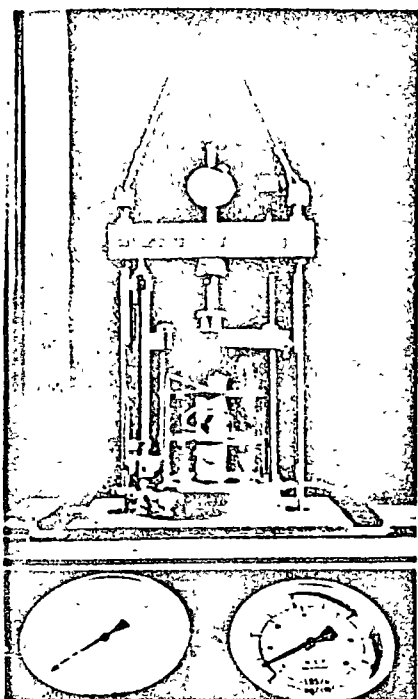


FIG. XII-12. Detalle de una cámara triaxial. (Laboratorio de Ingeniería de Suelos. Secretaría de Obras Públicas México)

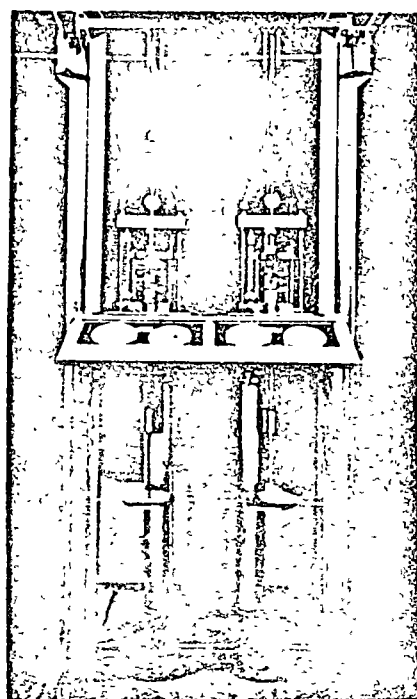


FIG. XII-13. Conjunto de un banco triaxial instalado en el Laboratorio de Ingeniería de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas México)

que ejerce una presión p sobre el espécimen; esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador"; en total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que también es principal y que vale:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p \quad (12-10)$$

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

simplificado, pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos plano.

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

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

Prueba lenta (Símbolo L)

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

Prueba rápida-consolidada (Símbolo R_c)

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_3 , como en la primera etapa de la prueba lenta; así, el esfuerzo σ_3 llega a ser efectivo ($\bar{\sigma}_3$), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el período de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras

porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

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

Prueba rápida (Símbolo R)

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

Prueba de compresión simple (Símbolo C_s)

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

En lo que sigue se describen los aspectos teóricos de estas pruebas realizadas en suelos en diferentes condiciones y en el Anexo XII-c de este Capítulo se detallan los procedimientos de laboratorio para llevarlas a cabo.

XII-9. Pruebas de compresión triaxial en suelos "friccionantes"

En suelos "puramente friccionantes", tales como las arenas limpias, las pruebas de compresión triaxial arriba mencionadas encuen-

tran para su ejecución el inconveniente de orden práctico de no poderse labrar un espécimen apropiado, por desmoronarse el material durante la operación; aun si se trabaja con muestras alteradas la preparación de la muestra resulta complicada e insegura. La dificultad puede subsanarse con muestras alteradas secas usando la prueba al vacío, cuya descripción figura en el Anexo XII-c de este Capítulo. La esencia de la prueba consiste en aplicar el esfuerzo lateral σ_3 por medio de un vacío que se comunica a una muestra de arena, previamente envuelta en una membrana de hule; este vacío cumple también la misión de proporcionar soporte a la arena impidiendo que se derrumbe.

El hecho de que la prueba al vacío haya de ser efectuada en muestras alteradas secas no le resta mucho valor práctico a sus conclusiones en lo que se refiere a las aplicaciones, por ejemplo a un análisis de estabilidad de un talud o de capacidad de carga de un estrato, pues las características de esfuerzo-deformación y resistencia de una arena natural pueden considerarse sensiblemente iguales a las de una muestra alterada en la cual se hayan reproducido las condiciones de capacidad relativa del campo. Por otra parte la prueba da buena idea del comportamiento mecánico de arenas saturadas, similar, según queda dicho, al de las secas, siempre y cuando se les considere la presión efectiva como presión actuante.

Sea con la prueba al vacío aquí mencionada o con otros tipos de pruebas especiales que no se discuten, es posible realizar una investigación de las características de resistencia de las arenas a la compresión triaxial; en esas investigaciones se ve que estos materiales presentan las propiedades discutidas al principio de este Capítulo.

Por otra parte, es de interés hacer notar que en cuanto la arena posea algo de cementación natural ya es posible someterla a pruebas triaxiales convencionales.

XII-10. Condiciones de consolidación de arcillas naturales

Antes de discutir las características de resistencia de las arcillas en los distintos tipos de prueba triaxial es conveniente hacer algunas consideraciones sobre las condiciones que guardan en la naturaleza los depósitos de ese material.

En los depósitos arcillosos lacustres es frecuente que el nivel de aguas freáticas esté o en la superficie o muy cerca de ella y, en regiones de climas cálidos, se tienen condiciones de evaporación fuerte que producen una pérdida de agua, con la consiguiente consolidación, en las zonas superiores de dichos depósitos; por ello es frecuente que dichas zonas presenten altas resistencias al esfuerzo cortante.

Considérese, a modo de ilustración, el manto arcilloso con nivel freático superficial que se muestra en la fig. XII-14. Se supone que

el manto ha sufrido una evaporación superficial en una época inmediatamente anterior a la que aparece en la figura, en la que se acepta que las presiones hidrostáticas prácticamente se han recuperado, volviendo el nivel freático a la superficie, quedando preconsolidado en su parte superior, pues cuando se produjo la evaporación se indujeron presiones efectivas debidas a tensiones en el agua, mayores que las que

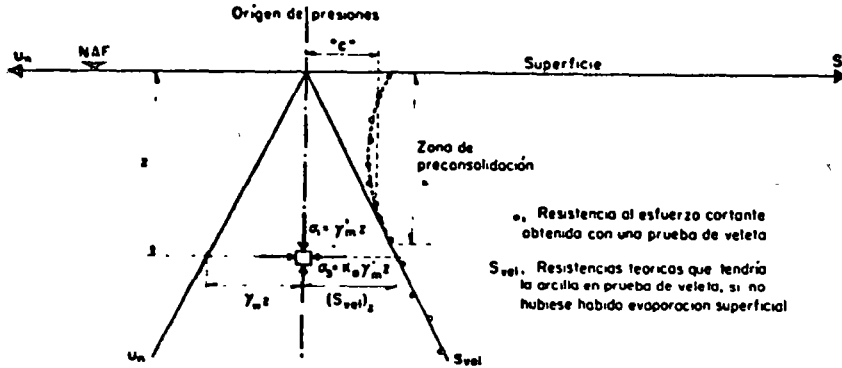


FIG. XII-14. Condiciones comunes de un manto arcilloso que sufrió evaporación superficial

obran por la acción del peso propio sumergido del material en el momento actual.

Si, en estas condiciones, se efectúa una serie de pruebas de veleta a diferentes profundidades según una vertical, se encontrarán resistencias que se disponen en los puntos señalados con un círculo en la fig. XII-14. Se observa que la resistencia adopta una ley lineal concurrente al origen, a partir de una cierta profundidad, ley que corresponde a una condición de consolidación "normal" en la arcilla, únicamente bajo su peso propio; en la parte superior se encuentran resistencias mayores que las correspondientes a tal condición, lo cual es indicativo de que el suelo ha sufrido preconsolidación. Inclusive, en ocasiones, dicha distribución superior puede asimilarse a una resistencia constante con la profundidad, que sería la común, aunque inapropiadamente, denominada "cohesión" del material "c", que como ya se indicó y ahora se corrobora, es más bien una "cohesión aparente", debida al tipo rápido de prueba efectuada.

Si se analiza un elemento de arcilla a la profundidad z se nota que el esfuerzo vertical, σ_1 , efectivo es igual a $\gamma'_m z$ y el esfuerzo horizontal, σ_3 , puede expresarse como una fracción del valor de σ_1 :

$$\sigma_3 = K_0 \gamma'_m z \quad (12-11)$$

K_0 recibe el nombre de "coeficiente de presión de tierra en reposo", condición que se supone es la que priva en la masa total de arcilla.

En arcillas normalmente consolidadas, cuando $\bar{\sigma}_1 = \gamma'_m z$ es la máxima presión vertical soportada por el material en toda su historia geológica, el coeficiente K_0 está comprendido normalmente entre 0.6 y 0.9. En arcillas preconsolidadas el coeficiente de presión en reposo es mayor y con frecuencia llega a sobrepasar la unidad; esto último sucede particularmente en estratos arcillosos muy antiguos, que han soportado pesos de masas hoy desaparecidas.

Resumiendo, si se tiene una curva de compresibilidad de una arcilla, podrá decirse que $K_0 < 1$ en el tramo virgen y $K_0 > 1$ en el tramo de descarga.

En las diferentes pruebas de compresión triaxial ejecutadas sobre suelos "cohesivos", la presión exterior dada por el agua en la cámara, antes de aplicar el esfuerzo desviador de falla, es igual en todas direcciones, es decir:

$$\sigma_1 = \sigma_3$$

Si a la muestra situada a la profundidad z se le aplica una presión de agua igual a $\gamma'_m z$, esta presión obrará por igual en todas las direcciones, lo cual equivale a establecer como hipótesis del experimento: $K_0 = 1$. Esta hipótesis se encuentra en todas las pruebas triaxiales comunes realizadas rutinariamente y aun en la mayoría de los correspondientes trabajos de investigación y, desde luego, es un factor a tomar en cuenta en la interpretación de los resultados. La influencia de esta hipótesis en los resultados de las pruebas, no está totalmente aclarada en la actualidad.

XII-11. Consideraciones sobre los resultados de pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" saturados, normalmente consolidados

Los resultados de las diferentes pruebas triaxiales se interpretan generalmente a partir de gráficas constituidas según el método de Mohr (Capítulo XI); es decir, en una representación de los esfuerzos normales contra los esfuerzos cortantes correspondientes. El análisis de los resultados de las pruebas exige distinguir aquellas realizadas sobre suelos saturados por completo; aun dentro del primer grupo, es preciso separar los casos en que se prueban arcillas normalmente consolidadas, de los que tratan con arcillas preconsolidadas. En esta sección se tratarán, como queda indicado por su título, los suelos "cohesivos" saturados y normalmente consolidados, lo cual implica que la presión del agua en la cámara deberá ser, por lo menos, igual a la presión vertical efectiva actuante sobre la muestra "in situ", supuesto que esta presión es la máxima soportada por el suelo en su historia geológica. A continuación se analiza cada prueba por separado.

A — Prueba lenta:

Como queda dicho, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen de suelo en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo drenaje libre en las líneas de la muestra a la bureta y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, la muestra es sometida en todas direcciones a la presión del agua (σ_3) y,

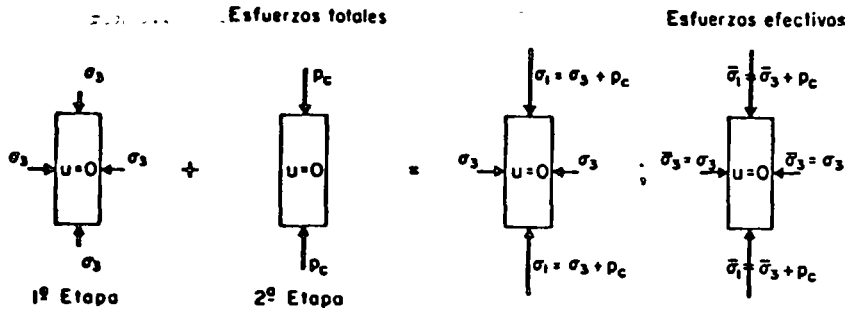


FIG XII-15. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta

en la segunda etapa, se la lleva a la falla con incrementos de carga axial (p), permitiendo completa consolidación bajo cada incremento. El esfuerzo total axial de falla será designado por $\sigma_1 = \sigma_3 + p_c$, donde p_c se denomina esfuerzo desviador de falla y es el máximo esfuerzo desviador $p \cdot p_c$ mide la resistencia a la compresión del espécimen en esta prueba.

Los instantes finales de cada etapa pueden sumarse esquemáticamente para obtener la condición definitiva de falla (fig XII-15).

En la primera etapa el espécimen aparece sujeto al esfuerzo total σ_3 y, por haberse permitido la consolidación total, la presión neutral, u_n , se ha reducido a cero; como se considera $u_n = 0$, dado el pequeño tamaño de los especímenes, puede escribirse esa condición como $u = 0$.

En la segunda etapa obra sobre el suelo el esfuerzo desviador de falla, p_c , y nuevamente $u = 0$, por existir drenaje libre y dejarse transcurrir suficiente tiempo.

La suma de estas dos etapas conduce a la etapa final que se representa desplegada en dos croquis, uno relativo a esfuerzos totales y otro a los efectivos.

Los resultados de una prueba lenta se llevan a una gráfica construida de acuerdo con la Teoría del Círculo de Mohr. En la fig. XII-16 aparece una de estas gráficas.

El círculo I es el círculo de falla para una presión del agua en la cámara igual a γz , que es la que tenía el suelo en el lugar (γ será el correspondiente a la condición en que el suelo se encuentre). En este círculo s es la resistencia al esfuerzo cortante y σ el esfuerzo normal que obra en el plano de falla. Si con especímenes del mismo suelo se ejecutaran otras pruebas lentas con presiones de cámara crecientes se obtienen otros círculos de falla (círculos II y III de la fig. XII-16). La envolvente

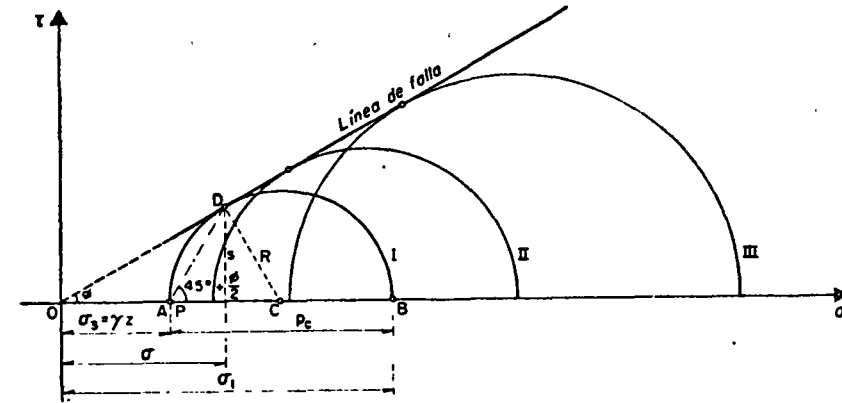


FIG. XII-16. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta

de estos círculos en el intervalo de presiones utilizadas resulta ser una línea recta cuya prolongación pasa por el origen de coordenadas y es el lugar geométrico de las resistencias al esfuerzo cortante del suelo. Esta línea recibe el nombre de línea de falla y el ángulo ϕ que forma con el eje horizontal es el ángulo de fricción interna del material, ya mencionado.

Nótese que el hecho de que la línea de falla resulte pasando por el origen indica que la resistencia del material debe atribuirse únicamente a su fricción interna, corroborándose la ley antes dada:

$$s = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi \tag{12-12}$$

En el Círculo de Mohr el polo resulta sobre el eje horizontal en el punto correspondiente al esfuerzo principal menor, pues el esfuerzo principal mayor (representado por el punto B, círculo I de la fig. XII-16) está actuando sobre el plano horizontal; por lo tanto es la dirección horizontal llevada por B corta al círculo en el punto P, polo que coincide ahora con el punto A. Uniendo el polo con el punto D se obtiene la dirección del plano de falla, que forma con la horizontal

un ángulo $45^\circ + \phi/2$, según se vio en el Capítulo XI y puede compararse en la fig. XII-16.

B — Prueba rápida-consolidada:

En esta prueba la distinción entre la primera etapa (de consolidación) y la segunda (de falla) se establece aún más marcadamente que en la lenta. Al principio el espécimen se deja consolidar totalmente bajo la presión de la cámara σ_3 , que llega a ser esfuerzo efectivo;

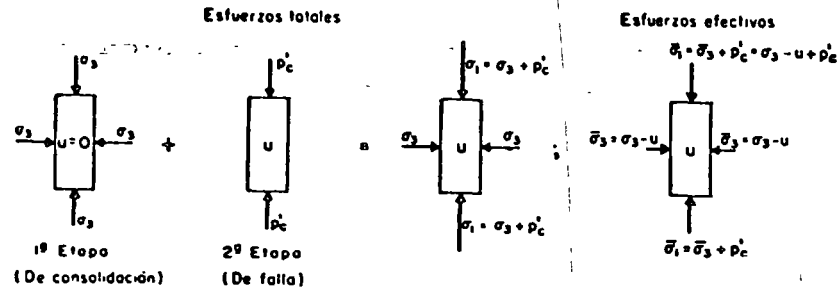


FIG. XII-17. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida-consolidada

después se lleva al suelo a la falla con aplicación de un esfuerzo desviador axial actuante con la válvula de salida del agua a la bureta cerrada, de modo que no se permita ninguna consolidación adicional en el espécimen; esto ocasiona que, conforme se aplica el esfuerzo desviador, se vaya desarrollando presión en el agua intersticial con lo que, durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de esa presión.

Si se representa por u el valor que haya alcanzado esa presión neutral en el momento de la falla, esquemáticamente las etapas de la prueba se desarrollarán como indica la fig. XII-17.

La primera etapa de esta prueba es similar a la misma en la prueba lenta. La segunda etapa se caracteriza por el desarrollo de presión neutral en el agua de la muestra y la resistencia a la compresión (p'_c) resulta mucho menor que en la prueba lenta (p_c). Los esfuerzos totales, que son los que el operador aplica sobre el espécimen, son ahora mayores que los efectivos, siendo la diferencia precisamente la presión neutral del agua (u).

El Círculo de Mohr, de falla, puede trazarse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales que el operador conoce en todo momento de la prueba y en el de falla en particular; otra, a partir de los esfuerzos efectivos, para lo cual sería preciso conocer la presión neutral, cuando menos en el instante de falla incipiente.

Al ejecutar varias pruebas con distintas presiones de cámara, siempre mayores que la que la muestra tenía naturalmente, podrán obtenerse entonces dos envolventes de falla, una para los círculos de esfuerzo total y la otra para los de esfuerzo efectivo.

Si se efectúan pruebas rápidas-consolidadas con medición de presiones neutrales (Anexo XII-c) se obtienen resultados según los que

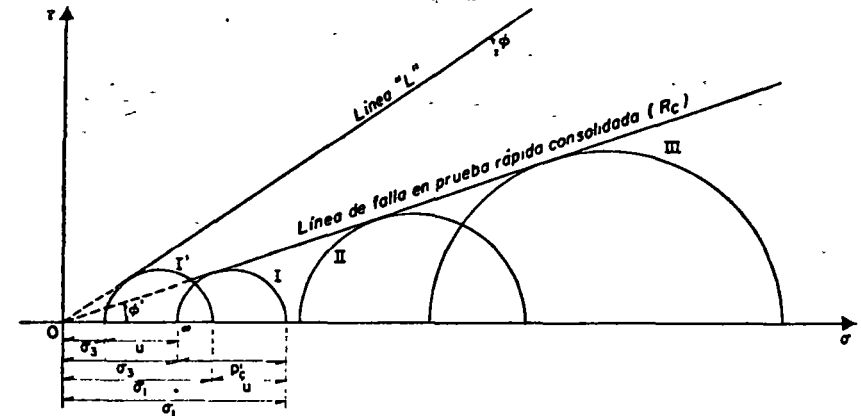


FIG. XII-18. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados

puede concluirse que es bastante correcto el suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en prueba lenta. En la fig. XII-18 se muestran los resultados de una prueba rápida-consolidada hecha a tres especímenes de un mismo suelo saturado y normalmente consolidado, empleando presiones crecientes en la cámara triaxial (círculos I, II, III); también aparece el círculo de esfuerzos efectivos correspondiente al círculo I (círculo I'). Debe notarse que el círculo de esfuerzos efectivos y el de esfuerzos totales tiene el mismo diámetro p'_c ; en efecto, tanto $\bar{\sigma}_3$ como $\bar{\sigma}_1$ se obtienen restando la misma u a σ_3 y σ_1 , respectivamente, lo que gráficamente equivale simplemente a trasladar el círculo de falla hacia la izquierda una distancia u . Como el círculo de esfuerzos efectivos puede razonablemente suponerse tangente a la línea de falla de prueba lenta se sigue que, si se conoce esa línea, el valor de u puede ser muy fácilmente estimado.

Obsérvese también que la envolvente de los círculos de falla, dibujados con esfuerzos totales, también es una línea recta en la prueba rápida-consolidada y en términos de esfuerzos totales podrá expresarse:

$$s = \sigma \operatorname{tg} \phi' \quad (12-13)$$

Donde ϕ' recibe el nombre de "ángulo aparente de fricción" y es simplemente un parámetro matemático que se introduce para determinar la resistencia del suelo en este tipo de prueba, a partir de los esfuerzos normales totales que también son aparentes, pues no son los que el suelo soporta realmente en su estructura. En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia del suelo quedaría dada por:

$$s = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi \quad (12-14)$$

Que es la ecuación (12-12) vista para la prueba lenta.

La diferencia que exista entre los valores de ϕ' y ϕ depende del valor que llegue a alcanzar la presión u en el instante de la falla; gráficamente se ve (fig. XII-18) que cuanto mayor sea u , los círculos I e I' estarán más separados y ϕ' resultará menor para un suelo dado en el que ϕ tiene un valor característico. El valor de u depende fundamentalmente, en arcillas normalmente consolidadas, de la sensibilidad de su estructura; es decir, de la facilidad con que ésta se degrada bajo la deformación. Si el suelo se comportara de un modo perfectamente elástico, se tendría:

$$u = \frac{p'_c}{3} \quad (12-15)$$

Esto puede probarse en Teoría de la Elasticidad (Anexo XIII-f) Por el presente, basta razonar como sigue: si p'_c obrara sobre la muestra en las tres direcciones principales (por ejemplo, como efecto de presión hidráulica), el agua de la muestra quedaría sujeta a una presión neutral igual a p'_c , ya que, en la prueba en estudio, no se permite cambio de volumen al aplicar esta presión p'_c de la segunda etapa; como se supone válido en Elasticidad el Principio de la Superposición, se sigue que si p'_c se aplica sólo en dirección axial (como es el caso en las pruebas), el valor debería ser un tercio del anterior, cumpliéndose la ecuación (12-15).

En realidad el comportamiento de los suelos, según las mediciones hechas al presente, no concuerda con la Teoría Elástica, sino que existen efectos plásticos que se atribuyen esencialmente a pérdidas de estructuración, que hacen que dicha estructura transmita al agua lo que deja de tomar en forma de presión efectiva.

En suelos de sensibilidad baja a media, se han medido presiones comprendidas entre $p'_c/2$ y p'_c , mientras que en suelos altamente sensibles se han llegado a medir valores de $1.5 p'_c$.

Resultan tangentes los círculos efectivo y total si $u = p'_c$ y si $u > p'_c$ los círculos se separan, haciendo que ϕ' disminuya mucho respecto a ϕ .

A primera vista pudiera verse paradójico que $u > p'_c$; es decir, que en la segunda etapa de la prueba el agua desarrolle cerca de la falla presiones mayores que el esfuerzo vertical aplicado, pero la para-

doja se desvanece al tomar en cuenta la desintegración parcial de la estructura bajo deformación que, en arcillas de alta sensibilidad, afecta inclusive su capacidad de resistir las presiones hidráulicas en la cámara, correspondientes a la primera etapa de la prueba; así el agua no sólo toma el esfuerzo desviador, sino que se ve obligada a cooperar para resistir la presión hidrostática.

C — Prueba rápida:

La característica fundamental de esta prueba es, según ya se dijo, el no permitir drenaje del espécimen ni en la etapa inicial, de presión de cámara, ni en la final de falla.

Al someter una muestra, consolidada en la naturaleza a la presión γz , a esa misma presión con el agua de la cámara, teóricamente la es-

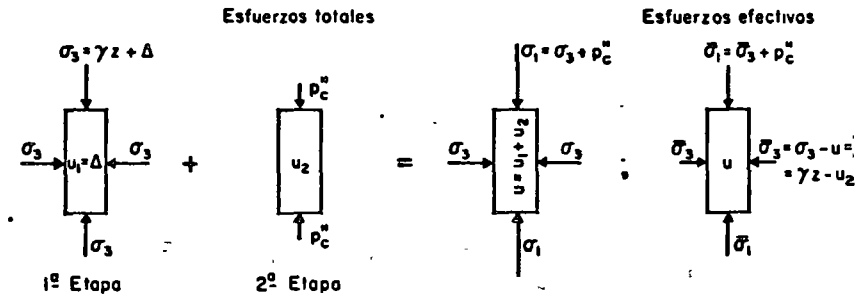


FIG. XII-19. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida

estructura del suelo tomará toda esa presión, puesto que el suelo ya había sido consolidado a ella y el agua de la muestra pasará al mismo tiempo a un estado de presión nula a partir del estado de tensiones adoptado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión ejercida con el agua es mayor que la presión que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos y ello independientemente del valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (p_c'') es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial.

En la fig. XII-19 aparecen los esfuerzos que obran sobre el suelo en prueba rápida.

En la primera etapa de la prueba se supone que la presión hidrostática es la que el suelo tenía en la naturaleza (γz), más un cierto

valor Δ arbitrario; consecuentemente se desarrolla en el agua del suelo una presión neutral $u_1 = \Delta$.

En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p_c'' , con el vástago de la cámara y al final de ella se ha desarrollado en el agua una presión neutral adicional, u_2 , por estar impedida la salida del agua del espécimen.

El desarrollo de la presión u_2 es totalmente análogo al de la presión neutral en la segunda etapa de la prueba rápida consolidada. Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán los totales, menos esa presión neutral u .

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_3 &= \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma z + \Delta) - (\Delta + u_2) = \\ &= \gamma z - u_2 + \bar{\sigma}_1 = \sigma_3 + p_c'' = \gamma z - u_2 + p_c'' \end{aligned}$$

Es de importancia hacer notar que el valor de los esfuerzos efectivos es independiente del valor de Δ y sólo depende de la presión a que la muestra haya estado sujeta "in situ" (γz) y de la presión neutral u_2 , desarrollada en la segunda etapa. En otras palabras, independientemente del número grande de pruebas que se hagan con diferentes valores de Δ , en lo que se refiere a esfuerzos efectivos se tiene un solo círculo y podría decirse que todo ese conjunto de pruebas rinde la misma información que una sola prueba rápida-consolidada, en la que la presión de consolidación sea igual a la del suelo en la naturaleza. En la fig XII-20 aparecen varios círculos obtenidos en pruebas rápidas

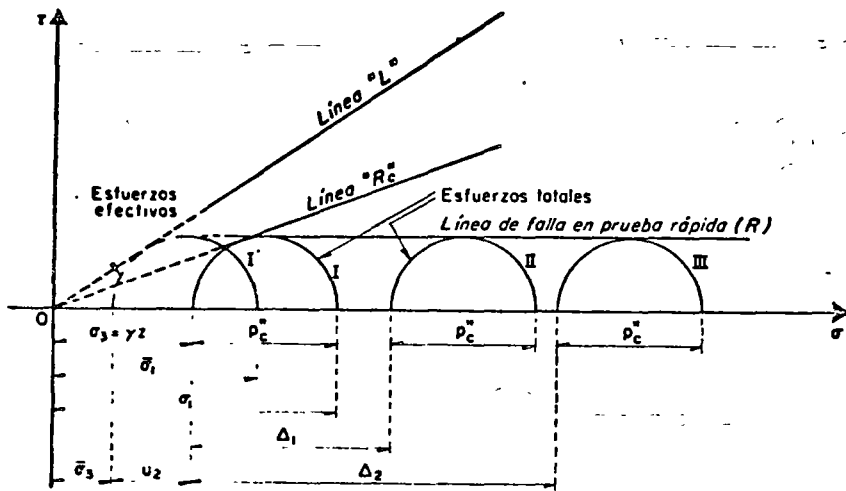


FIG. XII-20. Línea de falla en prueba triaxial rápida

(círculos I, II y III). La envolvente de estos círculos resulta horizontal, tal como debe haber sido previsto de todo lo anterior.

El círculo I corresponde a una prueba ejecutada con presión de cámara igual a γz . Para obtener los círculos II y III se usaron, en la primera etapa, presiones incrementadas en Δ_1 y Δ_2 , respectivamente. El suelo se comporta como si tuviese resistencia al esfuerzo cortante constante; algunos técnicos llaman a esa resistencia "cohesión", pero en forma totalmente indebida; en efecto, todos esos círculos tienen al círculo I' como círculo de esfuerzos efectivos común, que puede, razonablemente, considerarse tangente a la línea "L", de prueba lenta y, por ello, la resistencia debe ser atribuida, una vez más, a la fricción interna entre las partículas sólidas del material.

XII-12. Consideraciones sobre las líneas de falla

Si se desea determinar el esfuerzo cortante con el que el suelo haya fallado en una prueba rápida, se encuentra que es preciso trabajar con el círculo de esfuerzos efectivos (I') y no con el de esfuerzos totales

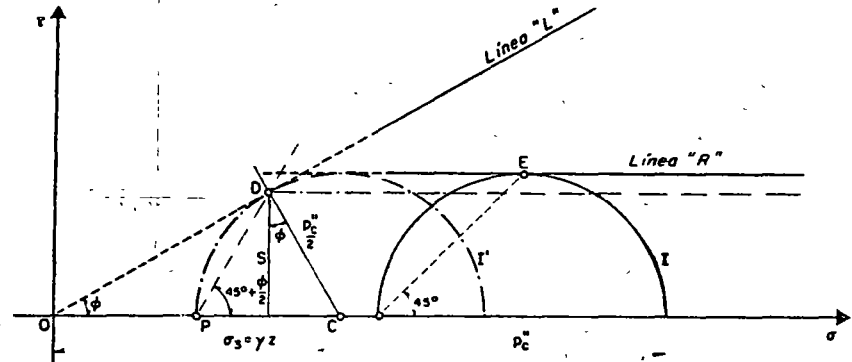


FIG. XII-21. Esquema para ilustrar la pequeña incorrección en la línea "R", tal como se usa normalmente

(I) (fig. XII-21). Al trabajar con el círculo I parecería que el punto E representa a los esfuerzos en el plano de falla y que éste está inclinado 45° respecto a la horizontal, siendo el esfuerzo cortante de falla igual a $p_c''/2$.

Sin embargo, en realidad el punto que representa la falla es el D, sobre el círculo de esfuerzos efectivos, el plano de falla está inclinado $45 + \phi/2$ respecto a la horizontal y el esfuerzo cortante con que el

suelo falla es un poco menor que $p_c''/2$; en la fig. XII-21 puede verse que está dado por la expresión:

$$s = \frac{p_c''}{2} \cos \phi \quad (12-16)$$

De lo anterior resulta que la línea "R" no es el lugar geométrico de las resistencias exhibidas por el suelo en prueba rápida, sino que ahora dicho lugar geométrico se reduce simplemente a un punto (D) para todos los círculos de esfuerzos totales; en caso de hablar de una línea que midiera la magnitud de los esfuerzos cortantes de falla en prueba rápida, esa tendría que ser la paralela al eje σ trazada por D, que siempre resultará ligeramente abajo de la línea "R".

En la práctica y en trabajos de rutina es costumbre arraigada en los ingenieros reportar como resistencia al esfuerzo cortante del suelo el valor $p_c''/2$. Esto no es grave numéricamente hablando, pues ϕ por lo general es del orden de los 30° , según más adelante se especificará y, por lo tanto $\cos \phi$ es 0.87 aproximadamente; tomando en cuenta que la muestra se altera en su extracción, manipulación, etc., y que, por ello la resistencia determinada en laboratorio siempre es algo menor que la real, puede concluirse que $p_c''/2$ es inclusive un valor mejor que la resistencia del suelo "in situ" que el dado por la ecuación (12-16).

Respecto a la línea "R_c" de la prueba rápida-consolidada podría decirse algo análogo, aunque en este caso la diferencia entre el esfuerzo cortante de falla real y el obtenido de esa línea es mucho menor que en el caso de la prueba rápida.

XII-13. Consideraciones sobre los resultados de pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" saturados, preconsolidados

Si las diferentes pruebas triaxiales atrás descritas se ejecutan con presiones hidráulicas de cámara menores que las que la muestra de suelo haya soportado en la naturaleza; es decir, en el intervalo de preconsolidación del mismo, las líneas de resistencia obtenidas trazando las envolventes a los círculos de falla se modifican adoptando una forma similar a la mostrada en la fig. XII-22.

En las pruebas lentas se observa que la envolvente a los círculos de falla va quedando un poco arriba de la línea "L", tal como se obtendría si el suelo fuera normalmente consolidado; es decir, existe una resistencia adicional, si bien pequeña, respecto a la dada por la ecuación:

$$s = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi \quad (12-12)$$

Esta resistencia adicional es atribuible a efectos de "fricción remanente" debido a la presión mayor que la actual a que el suelo fue

consolidado. En efecto, se ha observado que la mencionada resistencia adicional disminuye cuando se aumenta el tiempo durante el que ob cada incremento de carga axial en la ejecución de la prueba en laboratorio; con tiempos crecientes esa resistencia adicional tiende a desaparecer. Para presiones normales mayores que la carga de preconsolidación el suelo ya se comporta como normalmente consolidado.

En pruebas rápidas-consolidadas la envolvente a los círculos de falla resulta como aparece en la misma fig. XII-22. La resistencia p

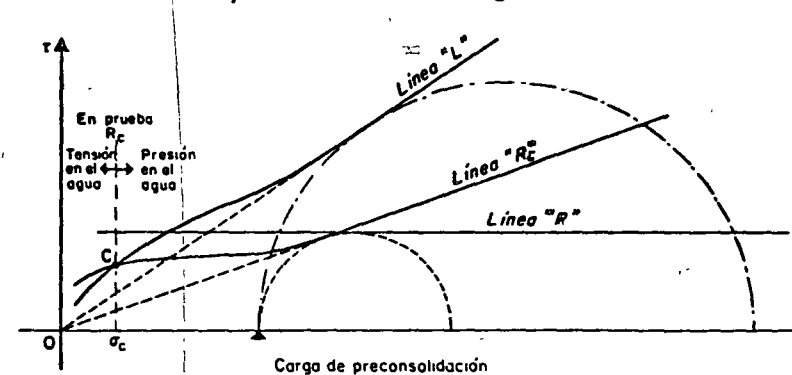


FIG. XII-22. Líneas de falla en pruebas triaxiales ejecutadas sobre suelos "cohesivos" saturados en el intervalo de preconsolidación

maneja prácticamente constante para una amplia gama de valores de la presión normal inferiores a la carga de preconsolidación, hasta la a valores próximos a cero, en cuyo caso la resistencia se desploma mucha mayor rapidez. La resistencia adicional respecto a la preconsolidación de la línea "R_c" se atribuye ahora también a los mismos efectos de preconsolidación; estos efectos son comparativamente mayores en el caso de la prueba lenta, debido a que en la prueba rápida-consolidada la etapa de falla se ejecuta a drenaje impedido y, en ella, la "fricción remanente" no tiene ocasión de disiparse. Si los círculos de esfuerzos totales que generan la envolvente de la fig. XII-22 se hacen de fuerzas efectivas, deberán resultar tangentes a la envolvente de prueba lenta que se muestra en la misma figura. En realidad esto es aproximado. (Véase Anexo XII-d.)

Obsérvese que las envolventes de prueba lenta y rápida-consolidada se cortan en el punto C, lo que indica que para presiones normales menores que σ_c , la resistencia al esfuerzo cortante en prueba rápida-consolidada es mayor que en prueba lenta. Lo que sucede es que para esas presiones, bastante menores que la carga de preconsolidación, la deformación producida por la carga axial en la seg

etapa de la prueba tiende a hacer que la muestra se expanda; como esto no es posible por ocurrir la segunda etapa a volumen constante, el agua empieza a trabajar a tensión, aumentando el esfuerzo efectivo y haciendo que éste sea mayor que la presión normal total; en otras palabras, si se ejecutara una prueba lenta, en la segunda etapa, al aplicar el esfuerzo desviador con drenaje libre la acción de ese esfuerzo desviador produce una consolidación de la muestra para presiones normales mayores que σ_c y expansión para presiones menores; para presiones iguales a σ_c , la resistencia del suelo es idéntica en los dos tipos de prueba.

Para comprender el fenómeno de expansión del suelo con presiones de cámara bastante inferiores a su carga de preconsolidación debe tenerse en cuenta que la fase sólida de la arcilla está estructurada y que cuando la presión es mucho menor que la carga de preconsolidación la deformación tangencial que se produzca en la muestra al aplicar el esfuerzo desviador afecta las fuerzas fisicoquímicas que mantenían en relativo equilibrio a la estructura preconsolidada, liberando con ello cierto poder de expansibilidad que aún conservaba la estructura. Si la deformación volumétrica de la muestra está impedida, con drenaje cerrado, esta expansibilidad genera tensiones en el agua intersticial de la muestra y los esfuerzos efectivos en la fase sólida de la arcilla aumentan en la misma proporción; si, por el contrario, el drenaje es libre la expansibilidad será causa de que entre agua al suelo desde la bureta, produciéndose verdadera expansión.

Aún más, podría decirse que la aplicación de cualquier esfuerzo desviador tiende siempre a producir una disminución en el volumen de la muestra (consolidación), pero en suelos preconsolidados la deformación tangencial asociada a la aplicación de dicho esfuerzo libera cierta capacidad del suelo para expandirse, tanto mayor cuanto menor sea la presión del agua en la cámara en comparación con la carga de preconsolidación del suelo. Para un esfuerzo normal $\sigma = \sigma_c$ resulta que las dos tendencias, a consolidarse y a expandirse, se contrarrestan, en tanto que para $\sigma > \sigma_c$ el efecto neto es de consolidación y para $\sigma < \sigma_c$ es de expansión.

En pruebas rápidas, en las que no se permite cambio volumétrico en ninguna etapa, es lógico esperar que los esfuerzos efectivos se mantengan constantes v , por lo tanto la resistencia del suelo, independientemente de la presión dada en la cámara. Así, se observa en la fig. XII-22 que, aun para presiones menores que la carga de preconsolidación del suelo, la envolvente es la prolongación de la línea "R".

XII-14. Prueba de compresión simple

Esta prueba se realiza, según ya se dijo, aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática.

Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (fig. XII-23) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual, teóricamente, a la presión de preconsolidación (γz) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la misma fig. XII-23 y valen:

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_3 &= 0 - u = -(u_1 + u_2) = -(-\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2 \\ \bar{\sigma}_1 &= \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u\end{aligned}$$

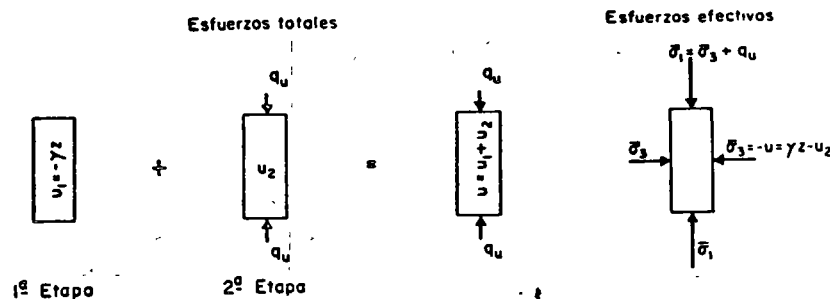


FIG. XII-23. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple

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

Por ello debe esperarse lógicamente que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denominado *resistencia del suelo a la compresión simple*, sea el mismo p_c'' de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esa prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menor que p_c'' , pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerarse como igual.

En la fig. XII-24 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente en este

tipo de prueba y su posición relativa a las líneas de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es γz .

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando el valor de q_u en un mismo suelo en los estados

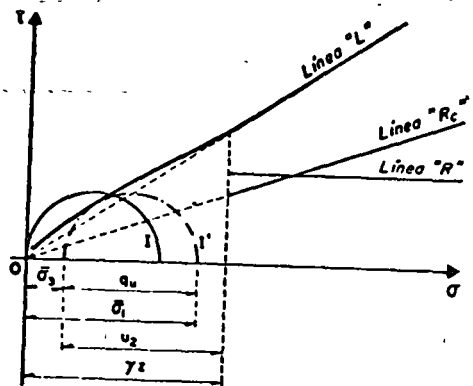


FIG. XII-24. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple

inalterado y remodelado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como:

$$s_i = \frac{q_u(\text{inalterado})}{q_u(\text{remoldado})} \quad (12-17)$$

XII-15. Consideraciones sobre los resultados de las pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" no saturados

En suelos no saturados totalmente, como es el caso de suelos compactados para la construcción del terraplén de un camino o para una presa de tierra, las envolventes de resistencia obtenidas de las distintas pruebas triaxiales tienen una forma totalmente diferente, dependiendo fundamentalmente del contenido de gases en la muestra; es decir, del grado de saturación. En estos casos aun la prueba rápida muestra incremento de resistencia al aumentar la presión de cámara a que se efectúe la prueba, pues aun cuando no se permite drenaje, la muestra se consolida y los esfuerzos efectivos aumentan por compresión de la fase gaseosa.

El incremento de resistencia en prueba rápida tiene como límite el valor de σ_3 en que el aire se comprima tanto que entre en solución con el agua, desapareciendo la fase gaseosa, en lo que se refiere a efectos mecánicos. De ahí en adelante el suelo se comporta como totalmente saturado.

En prueba rápida-consolidada ocurre algo similar, pues en la segunda etapa de la prueba tiene lugar un cierto monto de consolidación adicional, a expensas de los gases.

En prueba lenta el comportamiento del suelo es completamente similar al de los suelos saturados, pues ahora los gases y el agua pueden entrar o salir de la muestra con entera libertad según lo requiera la sollicitación a que el suelo sea sometido. En toda etapa significativa, los esfuerzos efectivos se mantienen iguales a los totales.

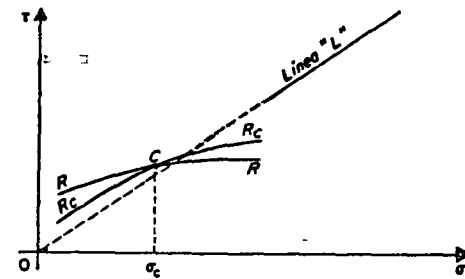


FIG. XII-25. Aspecto típico de las envolventes de falla en suelos no saturados

Las envolventes de resistencia de las pruebas rápida y rápida-consolidada ya no son rectas, sino curvas, tal como se muestra en la fig. XII-25.

Las curvas se cruzan en el punto C y nuevamente es aplicable lo que se dijo para suelos preconsolidados, totalmente saturados; es decir para presiones normales mayores que σ_c la resistencia es mayor en prueba rápida-consolidada y para presiones menores es mayor en rápida. En pruebas rápida-consolidada efectuadas a presiones mayores que σ_c hay consolidación de la muestra y en caso contrario hay expansión.

En el Anexo XII-e se detalla más el tema objeto de esta sección

XII-16. Aplicación de los resultados de las pruebas de compresión triaxial a los problemas prácticos

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

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles: en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las circunstancias a que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trate.

Es condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas que el suelo atravesará durante la vida de la obra y ello desde el primer instante de su construcción; sólo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa del suelo afectada, largo tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a normar su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil del suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

a) El criterio de los esfuerzos efectivos

En este criterio se razona pensando que es este tipo de esfuerzos el que realmente define la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea L), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Este criterio presenta pocas dificultades de índole teórica para su comprensión; es el que lógicamente se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este capítulo, en relación con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. El criterio de los esfuerzos efectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales está someramente descrito en la fig. XII-26.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal como por ejemplo resulta de una serie de pruebas lentas, trazando los círculos de falla de cada una y dibujando a partir de ellos la línea L , tangente a todos (en general, la línea L quedaría definida teóricamente con un círculo trazado en el

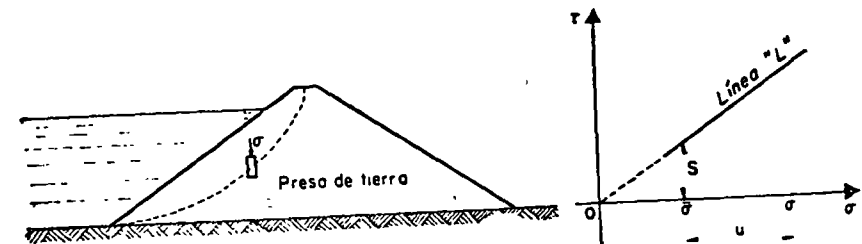


FIG. XII-26. Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, trabajando con esfuerzos efectivos

intervalo normalmente consolidado, pero dadas las incorrecciones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea L la recta que más se aproxima a la tangente común; también ha de tenerse en cuenta que en algunos casos será más exacto trabajar con la línea F , que se menciona en el Anexo XII-d). En la presa de la figura se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea L que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolidado, persiguiendo así fines didácticos. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutral en el mismo en el instante de la falla, el esfuerzo efectivo, que obra en la estructura del suelo, será $\sigma' = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal σ' .

El criterio anterior, aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea L en el laboratorio, para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea L en el laboratorio podrían hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema, la realidad sin embargo no es tan halagüeña: las pruebas lentas son las más largas en duración y, por lo tanto, las más costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independientemente de esta razón económica y de tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que se discutirán en lo que sigue única-

mente dos. En primer lugar se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas, cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, dejan pasar al cabo del tiempo y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración a los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, influyen de un modo notable, por su mayor rigidez, en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sujeta a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores; estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas, que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior; esta restricción por fricción produce esfuerzos contantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales, de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve pues que la obtención de la línea L por medio de pruebas lentas, además de dilatada y costosa, pudiera no ofrecer en todos los casos particulares una garantía suficiente.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea L en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone hoy de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. En el Anexo XII-c se menciona algo en relación a las ideas básicas que han permitido el desarrollo de tales aparatos medidores. Sin embargo, en el momento presente, los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado por lo que no es todavía común ver-

los en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de *pie de obra*.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sujeto a una prueba rápida-consolidada. En el Anexo XII-f se mencionan métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez Badillo para cubrir tal fin; como puede verse en tal lugar, estos métodos presentan también algunos inconvenientes para su utilización práctica en gran escala.

En conclusión, puede decirse que hoy empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea L , sea en el laboratorio o con ayuda de métodos teóricos y que, si bien estos métodos no pueden considerarse aún de uso popular, permiten esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea L queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. En efecto, considérese la situación indicada en la fig. XII-26. Una vez obtenida la línea L , para realizar un análisis. Este es un problema no resuelto al día de hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos en el interior de un espécimen, dentro de una cámara triaxial sujeta a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aún disponiendo de la línea L se tendrá la dificultad adicional en la práctica de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas Instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra, superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método todo es únicamente práctico para Instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuren presas construidas similares a la que se encuentre en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse especialmente en obras de menor aliento y posibilidades que la presa de tierra, no es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más amplia-

mente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

b) El criterio de los esfuerzos totales

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir se hace uso de las envolventes I o R , según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de estas pruebas da valores de resistencia muy diferentes para un mismo suelo, por haber variado las circunstancias a que estará sujeto el suelo durante las etapas que se consideran críticas en la vida de la obra, a fin de garantizar que la prueba que se hace refleja en forma suficientemente aproximada y conservadora a la realidad que se trata de representar en el laboratorio; en consecuencia es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberá de hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, se hacen en lo que sigue algunos comentarios de carácter general.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran o en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye pues, una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondientemente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese por ejemplo un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco.

Según el proceso de consolidación inducido por el edificio progresiva, la resistencia del suelo aumentará. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura, despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente repre-

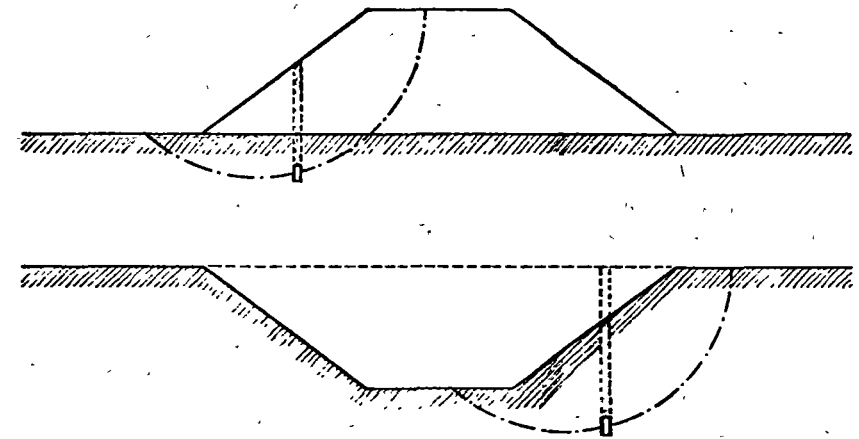


FIG. XII-27. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso

senta las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.

Si la estructura que se desea construir en un terraplén (fig. XII-27), por ejemplo para un camino o un bordo de protección y se quieren investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén inducirá un proceso de consolidación en el suelo si éste es arcilloso y, por lo tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si se desea hacer en el mismo suelo una excavación, por ejemplo, para alojar un camino, un canal o para la construcción de la cimentación de la estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno,

se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada (ver Volúmenes II y III) y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión, que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta sería obviamente la recomendable para la representación de esta situación.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de los que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas del tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazar a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este capítulo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a mantener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar, de ser factible, una recta que represente a la envolvente en el tramo con suficiente presión. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas y su ecuación matemática será de la forma:

$$s = a + \sigma \operatorname{tg} \alpha \quad (12-19)$$

Con a y α como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y α el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ec. 12-19 es de la misma forma que la Ley clásica de Coulomb (12-9). Sin embargo, resulta ya inútil discutir las esenciales diferencias de concepto e interpretación entre ambas; a y α ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo sino, solamente, son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a " a " la "cohesión aparente del suelo" en las condiciones de su obtención y a " α ", el "ángulo de fricción aparente" o "ángulo de resistencia aparente". Incluso es usual en la literatura sobre Mecánica de Suelos seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometidos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de esta obra.

Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso regido por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos no realistas que ninguna prueba por separado.

Para dar idea de los valores que adoptan en la realidad los ángulos de fricción interna ϕ y aparente ϕ' para arcillas saturadas en las pruebas lenta y rápida-consolidada respectivamente, pueden mencionarse los datos proporcionados por el laboratorio de la Universidad de Harvard bajo la dirección del Dr. A. Casagrande, según los cuales en una gran mayoría de arcillas el ángulo ϕ oscila entre 28° y 30° , mientras que ϕ' lo hace entre 14° y 15° . Los mínimos ángulos medidos fueron respectivamente de $\phi = 22^\circ$ y $\phi' = 11.5^\circ$. En prueba rápida como es natural, el ángulo de fricción aparente resulta de 0° , en suelos saturados.

Debe observarse que al hablar del método de los esfuerzos totales sólo se han mencionado las envolventes L y R , pero no la R_c . El uso de la envolvente L en dicho método sólo está justificado cuando las condiciones de campo son tales que los esfuerzos totales son a la vez efectivos, de manera que en este caso el criterio de los esfuerzos totales y el de los esfuerzos efectivos coinciden. Por lo que respecta a la prueba rápida-consolidada ha de decirse que sus condiciones presentan muy rara vez a las del campo, de manera que una aplicación indiscriminada de ella puede ser causa de resultados erróneos y fuertemente del lado de la inseguridad. Sin embargo, al estimar la resistencia en la superficie potencial de falla de una presa de tierra sujeta a vaciado rápido, se usa tal prueba, como se ve en la parte relativa a este tema en el Volumen III, relacionando la resistencia al esfuerzo normal efectivo existente en la superficie de falla antes del vaciado.

XII-17. Algunos factores que modifican las características de compresibilidad y resistencia de algunas arcillas

Además de los factores analizados hasta ahora, existen otros factores de escala geológica que influyen en forma importante en la resistencia y en la compresibilidad de las arcillas. Los Anexos XII-g, XII-h y XII-i están dedicados a estudiar la influencia de tres de estos factores, que se consideran hoy de particular importancia dentro de

conjunto numeroso en que figuran otros cuya relevancia se acepta menor.

XII-18. Representación de las pruebas triaxiales en el espacio tridimensional de los esfuerzos principales

Recientemente se ha desarrollado una sugestiva representación gráfica de los resultados de las pruebas triaxiales en un espacio tridimensional, en cuyos ejes ortogonales figuran los valores de los tres esfuerzos principales, σ_1 , σ_2 y σ_3 , en escalas aritméticas. Esto permite representar trayectorias de esfuerzos con las que es posible estudiar en forma elegante y general el comportamiento mecánico del suelo en las pruebas triaxiales, en especial las envolventes de falla, la evolución de las presiones de poro en pruebas no drenadas y los cambios volumétricos del espécimen, medidos a partir de cambios en la relación de vacíos o del contenido de agua, en pruebas drenadas.

En el Anexo XII-j se detalla esta representación, así como las conclusiones más importantes que hasta ahora se han obtenido en ella, a partir de pruebas triaxiales realizadas con especímenes de arcilla remoldeada y saturada.

Cabe un comentario acerca del uso casi sistemático que hoy se hace de las arcillas remoldeadas en muchos trabajos de investigación en lugar de las arcillas en estado natural (inalteradas,) de las que pudiera pensarse que se obtendrán conclusiones de extrapolación práctica aparente más directa y confiable. El uso de arcillas remoldeadas suele estimarse preferible en virtud de que con ellas se excluyen factores que influyen en el comportamiento del suelo en forma que se considera muy difícil de cuantificar hoy por hoy; por ello, en trabajos realizados para comprender el comportamiento básico de los suelos, se sacrifica *realismo* en aras de una simplicidad que se espera permita dilucidar aspectos fundamentales de comportamiento, que posteriormente podrá desembocar en conocimiento general susceptible de aplicación práctica en materiales más naturales. Entre esos aspectos cuya influencia se elimina en las arcillas remoldeadas figuran la consolidación anisotrópica, consecuencia de las diferentes presiones horizontal y vertical a que ha sido sometido el suelo *in situ*; los defectos de la consolidación secundaria; la historia de los esfuerzos y deformaciones que el suelo ha tenido; que por desconocerse generalmente, resulta imposible de cuantificar; efectos de lavado, intercambios catiónicos y cimentación que haya tenido lugar en la estructura de la arcilla, etc.

XII-19. Resistencias máxima y residual de las arcillas

Considérese una arcilla preconsolidada sujeta a una prueba de corte simple o prueba directa, en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, la carga tangencial y, por lo tanto el esfuerzo cortante, aumenta, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra, existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de *resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla*, se le llamará ahora *resistencia máxima*. Si la prueba se continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante) disminuye.

En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba se continúa, se observa que según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye, pero esta disminución también tiene un límite el cual, una vez alcanzado, se conserva aún cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba y existe evidencia de campo de que esta resistencia se conserva para desplazamientos en la arcilla del orden de metros. Si se realizan de esta manera diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los atrás descritos, aunque los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla sean, naturalmente, distintos en cada caso. A esta resistencia final, más allá de la máxima se le llama *resistencia residual*²⁰.

En la parte a) de la fig. XII-28 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte b) de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas pudiéndose por ello escribir para la resistencia máxima.

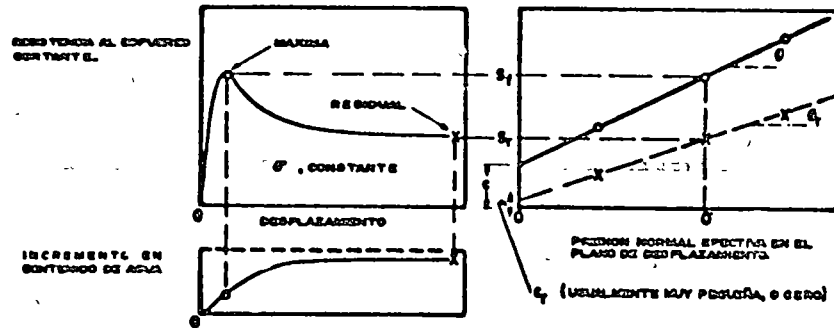


FIG. XII-28. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada

$$s_f = c + \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi \quad (12-20)$$

y para la resistencia residual

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi_r \quad (12-21)$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado, han demostrado que invariablemente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello despreciarse. Por lo tanto, para el uso de la resistencia residual puede escribirse:

$$s_r = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi_r \quad (12-22)$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ . En algunas arcillas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°.

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siempre siguiendo a Skempton, podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima; por lo tanto, una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del desplazamiento, es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales partículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia máxima, existe hoy evidencia incontrovertida de la existencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargarán las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima sobrepasa en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse son tan grandes, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo en general cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de *creep* más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas, pero el propio Skempton describe en la referencia que se comenta una realizada para un caso concreto en la que se usó un aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó la parte deslizante a su posición original produciendo de nuevo el mismo desplazamiento continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. Los inconvenientes de la prueba fueron los seis días que duró, pues se requería permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, sugiriendo que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los resultados de resistencia al corte anulados pudieron resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual no sólo ocurre en las arcillas fuertemente consolidadas, sino que también en las arcillas normalmente consolidadas se nota, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se da

buye principalmente al efecto de orientación de las partículas, cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, ϕ_r se ha visto que depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de ϕ_r tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de ϕ_r del orden de 10° , cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisará la estabilidad de un talud dado, por citar la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual, R , por medio de la expresión:

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r} \quad (12-23)$$

donde

s_f = resistencia máxima de la arcilla

s_r = resistencia residual de la misma

\bar{s} = esfuerzo cortante promedio actuante en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales \bar{s} puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta \bar{s} con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla; en esta forma puede calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene $R = 0$ y si aquella es igual a la residual, R será igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión 12-23 como:

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f \quad (12-24)$$

En esta expresión puede interpretarse a R como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de R con el tipo de arcilla que forma el talud, continuando hasta que se llega a su resistencia residual, por lo que en estas arcillas recomienda el uso de esta última resistencia en los análisis prácticos.

En arcillas sin fisuras y grietas, encuentra que la disminución de resistencia en la falla respecto a la máxima es muy pequeña y despreciable por lo que en estos casos se podía usar en general dicha resistencia máxima, considera también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente si ha ocurrido una falla, cualquier desplazamiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.

ANEXO XII-a

Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante

XII-a.1. Introducción

El procedimiento para efectuar la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante, tal como aquí se presenta, se aplica solamente al más sencillo de los casos que pueden presentarse en la práctica; aquel en que se prueben arenas secas. En el cuerpo de este Capítulo se considera que los resultados de la prueba son confiables en arenas sueltas, obteniéndose resultados conservadores con arenas compactas. La aplicación de la prueba a otros tipos de suelos diferentes de las arenas sueltas es posible y ello se comprende fácilmente después de estudiar, en el cuerpo del Capítulo, las características de resistencia de tales suelos; en esos casos la prueba se efectúa de modo similar al ahora descrito, resultando superfluo entrar a posteriores detalles, sobre todo por el hecho de que, en esos otros tipos de suelos, la prueba directa se ve sustituida con ventaja por otras pruebas de resistencia.

XII-a.2. Equipo para la prueba

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

Un aparato de prueba directa.

Un pisón para compactar el suelo. (Si ello ha de hacerse.)

Balanza.

Equipo general de laboratorio, como espátulas, reglas metálicas, cápsulas, etc.

XII-a.3 Preparación de la muestra

La arena deberá cribarse a través de la malla N° 10, eliminando todo el material de mayor tamaño. El suelo así obtenido se secará al aire, hasta notarlo uniformemente seco; no es indicado el secado al horno.

En el caso en que el suelo por probar sea arcilla inalterada deberá contarse con una muestra de, por lo menos, 4 cm. de espesor y unos 10 cm. de diámetro. De esta muestra se forma un espécimen usando un anillo cortador de las dimensiones apropiadas para el aparato en que haya de hacerse la prueba; las dos caras del espécimen se alisan cuidadosamente con espátula o regla metálica. Después deberá retirarse el espécimen del anillo, usando un procedimiento que produzca la mínima alteración. El espesor del anillo cortador es ya el deseado para el espécimen definitivo, pero las dimensiones de la sección recta de éste deberán obtenerse ahora, colocando el suelo sobre una placa y cortándolo en forma conveniente; es común que los aparatos de corte directo usen especímenes cuadrados de 6 cm de lado (hay también, sobre todo para arenas, aparatos de 10 X 10 cm.).

El espécimen deberá quedar bien ajustado en el aparato, para lo cual es aconsejable labrar su sección recta con dimensiones algo mayores que lo justo, afinando éstas con espátula al irlo introduciendo, evitando su alteración todo lo que sea posible.

Si la prueba ha de hacerse sobre arcillas alteradas procedentes, por ejemplo, de una prueba de compactación, el material del molde en que ésta se haya efectuado se tratará como una muestra inalterada.

Antes de proceder a la realización de la prueba se pesará la muestra, para determinar los pesos específicos y humedad del material probado.

XII-a.4. Procedimiento de prueba

Resulta difícil detallar el procedimiento para la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante, dado que varía ligeramente según el tipo de aparato usado y existen varios de éstos; sin embargo, los siguientes son los pasos esenciales:

1. Mídanse las dimensiones de la caja del aparato en que se aljará el suelo.
2. Obténgase la carga muerta propia del aparato, que será el peso del mecanismo de carga, cuando aplique carga normal normal. En ocasiones esta carga muerta se balancea con un mecanismo apropiado.
3. Colóquese la muestra de arena en la caja del aparato. La muestra de arena debe tener un espesor del orden de 1.0 a 1.5 cm. Espesores mayores acentúan el fenómeno de falla progresiva y hacen que se obtengan resistencias menores. La superficie de la muestra deberá nivelarse cuidadosamente con un aditamento apropiado.
4. Colóquese una placa sobre el espécimen y, sobre ella, sitúese el mecanismo transmisor de presión normal.
5. Aplíquese la carga normal deseada.
6. Colóquense los extensómetros para medir las deformaciones normal y tangencial, anotando sus lecturas iniciales.
7. Verifíquese que no haya contacto entre los marcos fijo y móvil de la caja que contiene al suelo.
8. Iniciéese el proceso de aplicación de la carga tangencial, haciendo lecturas de la carga aplicada y de las deformaciones normal y tangencial, a diversos tiempos.
9. Si la prueba es de esfuerzo controlado se tomarán lecturas antes de la aplicación de cada nueva carga; si es de deformación controlada, las lecturas se harán cada 15 seg., durante los primeros dos minutos y, después, cada medio milímetro de deformación. (En ocasiones basta hacer estas lecturas cada milímetro.)
10. En la prueba de esfuerzo controlado, el fin de la prueba es la falla del espécimen; en la deformación controlada, el instante en que se alcanza una deformación del orden de un 15% de la longitud inicial de la muestra, a menos que se obtenga antes una fuerza tangencial constante.

XII-a.5. Observaciones

Para la mayoría de los suelos es satisfactoria una separación de 1 mm entre los marcos fijo y móvil del aparato; en realidad esa separación es función del tamaño máximo de las partículas del suelo y de la compactación de éste. La separación debe ser mayor que el tamaño máximo, para evitar que los marcos entren en contacto por medio de una partícula que se escurra al espacio entre ambos. En suelos sueltos se requiere mayor separación que en los compactos a causa de la deformabilidad de los primeros, que también puede hacer que los marcos se toquen.

En las pruebas de esfuerzo controlado los incrementos de carga pueden aplicarse a intervalos regulares o después de que la deformación bajo el incremento anterior cese; estos incrementos se aplican con una magnitud del orden de un 10% de la resistencia que se estime para la muestra. En las pruebas de deformación controlada la velocidad de ésta es del orden de un milímetro por minuto; esta velocidad no es muy importante en pruebas sobre suelos "friccionantes", pero sí afecta la resistencia de los suelos "cohesivos" saturados, modificándola en forma apreciable.

ANEXO XII-b

Algunas consideraciones adicionales sobre la resistencia al esfuerzo cortante en suelos "friccionantes"

En el cuerpo de este Capítulo se analiza la resistencia al esfuerzo cortante del suelo considerado como un complejo, formado de partículas minerales entre las que existen vacíos. Esta resistencia es diferente, en general, de la que exhiben las partículas minerales consideradas como un sólido puro, exento de vacíos macroscópicos. La resistencia de muestras sólidas de los diferentes materiales se llama su "resistencia intrínseca" (s_i). Hasta la fecha son contados los experimentos que tienden a obtener la resistencia intrínseca de los diversos materiales con los que el ingeniero se ve obligado a tratar, sin embargo, parece que aquélla puede expresarse por una ley del tipo:

$$s_i = k + \sigma \operatorname{tg} \psi \quad (12-b.1)$$

En donde k es la "cohesión intrínseca" del material y ψ su "ángulo de fricción intrínseca" o más propiamente, su "ángulo de resistencia intrínseca al esfuerzo cortante". Para los metales parece que $\psi = 5^\circ$, por lo menos para la mayoría de ellos. En los minerales aparentemente ψ fluctúa entre 3° y 10° . El estrechamiento de flujos internos en el sólido, causado por presión exterior creciente, parece contribuir al hecho de que el ángulo ψ resulte mayor que cero. Resulta sugestiva, en consecuencia, la idea de considerar un "sólido perfecto" a aquel ideal en el cual $\psi = 0$.

Entre las principales pruebas realizadas sobre minerales destacan las de von Karman (1911) sobre mármol, quien probó que bajo una presión del orden de 2500 Kg/cm^2 , con un esfuerzo desviador de 5000 Kg/cm^2 , el flujo plástico interno reduce los vacíos macroscópicos en ese material prácticamente a cero; las efectuadas por Bridgman (1936) y Griggs (1942) sobre calcita pura, que encontraron un aumento lineal en la resistencia de este material hasta presiones de 30.000 Kg/cm^2 , con $\psi = 8^\circ$, desviándose de esa ley y tendiéndose más

la "línea de resistencia intrínseca" para presiones mayores; las llevadas a cabo por Bridgman (1936), King y Tabor (1954) sobre sal gema, que mostraron ley lineal de resistencia con $\psi = 3.5^\circ$, hasta presiones de 20.000 Kg/cm^2 y, finalmente, las ejecutadas por el mismo Bridgman (1941) y antes por Griggs y Bell (1938) sobre cuarzo, que también mostró una ley lineal, con $\psi = 13.25^\circ$.

Los valores que se encontraron para la "cohesión intrínseca" en las pruebas arriba citadas fueron:

Calcita	1900 Kg/cm ²
Sal gema	450 Kg/cm ²
Cuarzo	9500 Kg/cm ²

Con fundamento en las pruebas anteriores, se ha extendido la ley (12-b.1), admitiendo que gobierna la resistencia intrínseca de otros materiales, tales como las partículas constituyentes del concreto, de las rocas o de los suelos.

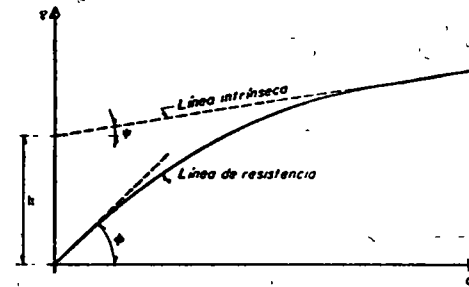


FIG. XII-b.1. Línea de falla y línea intrínseca de las partículas sólidas, en un suelo puramente friccionante

En materiales porosos, tales como la arena, considerada ahora como un suelo o sea como un conjunto de partículas minerales y vacíos, se ha observado sistemáticamente un hecho notable, al sujetarlos a pruebas de resistencia al esfuerzo cortante (sea del tipo "directa o triaxial"): la línea de resistencia se tiende más y más a presión creciente, presentándose valores del ángulo de fricción interna cada vez menores. El hecho ha sido rara vez objeto de una explicación seria. Sin embargo, al recordar las ideas atrás expuestas, surge una explicación plausible: al ir aumentando las presiones a que está sujeta la arena, los vacíos de ésta disminuyen y comienza a manifestarse la resistencia intrínseca de sus partículas constitutivas; así, la línea de resistencia tiende a la "línea intrínseca" y el ángulo ψ se acerca cada vez más al ψ , que es mucho menor, por lo que la línea pierde pendiente progresivamente. Es obvio que el efecto tiene que ser más perceptible en arenas densas, lo cual, concuerda con la experiencia. El efecto se ilustra en la fig. XII-b.1.

NOTA: Este anexo ha sido elaborado básicamente teniendo en cuenta el artículo: *Effective stress in soils, concrete and rocks*, por A. W. Skempton (Pore pressure and suction in soils - Butterworths - 1961).

ANEXO XII-c

A. Pruebas de compresión triaxial

XII-c.1. Introducción

Las pruebas de compresión triaxial se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico del suelo de que se trate. En los tipos más usuales del aparato de prueba, dos de los esfuerzos principales se producen por presión de un líquido que rodea el espécimen y, por lo tanto, son iguales.

XII-c.2. Aparato para efectuar las pruebas

El único aparato que se describe en lo que sigue corresponde a un modelo originalmente diseñado en la Universidad de Harvard, E.E.U.U. y es, seguramente, uno de los tipos más comunes en los laboratorios de Mecánica de Suelos en todo el mundo. En la fig. XII-c.1 aparece un esquema del conjunto.

El aparato consta, en primer lugar, de la llamada cámara de compresión triaxial (fig. XII-c.2) constituida por un cilindro de lucita, de unos 10 cm de diámetro exterior y unos 6 mm de espesor en su pared. Las bases de la cámara son dos placas redondas de acero al cadmio (o su equivalente), selladas respecto al cilindro de lucita perfectamente, por medio de goma o hule.

La cámara con las anteriores dimensiones es resistente a presiones internas hasta valores de alrededor de 7 Kg/cm^2 , con un generoso factor de seguridad. Si las presiones interiores fueran aún mayores, la cámara deberá protegerse con anillos de bronce o latón o con malla metálica; con estas protecciones pueden manejarse presiones hasta de 10 Kg/cm^2 .

Dentro de la cámara se ubican dos cilindros cortos de lucita, que sirven de base y cabezal del espécimen, con piedras porosas en los contactos con dicho espécimen. Estas piezas están perforadas y se comunican, por medio de tubo sarán de unos 3 mm ($\frac{1}{8}$ de pulgada) de diámetro exterior con una bureta, a fin de permitir drenaje de la muestra durante su consolidación.

El vástago transmisor de carga axial transmite ésta a la muestra a través del cabezal superior de lucita, que está provisto de una perforación para que penetre la punta de dicho vástago; en esa perforación se permite un juego de dos o tres grados a fin de garantizar en todo

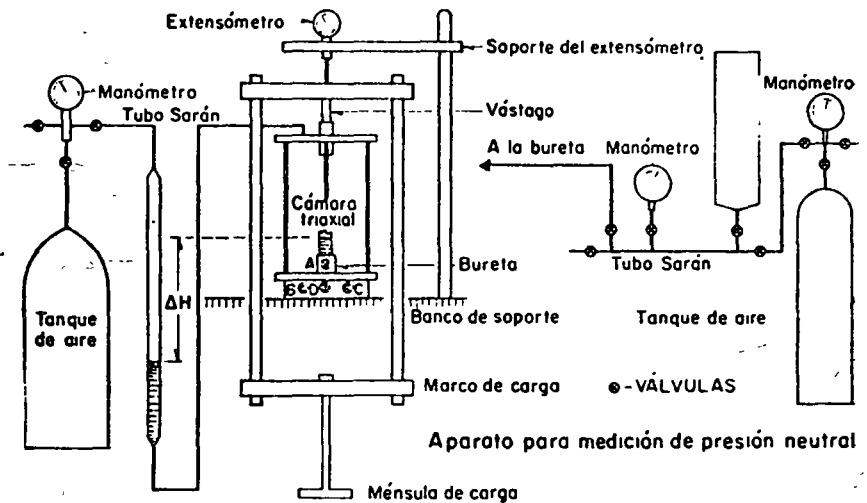


FIG. XII-c.1. Conjunto del dispositivo para pruebas de compresión triaxial

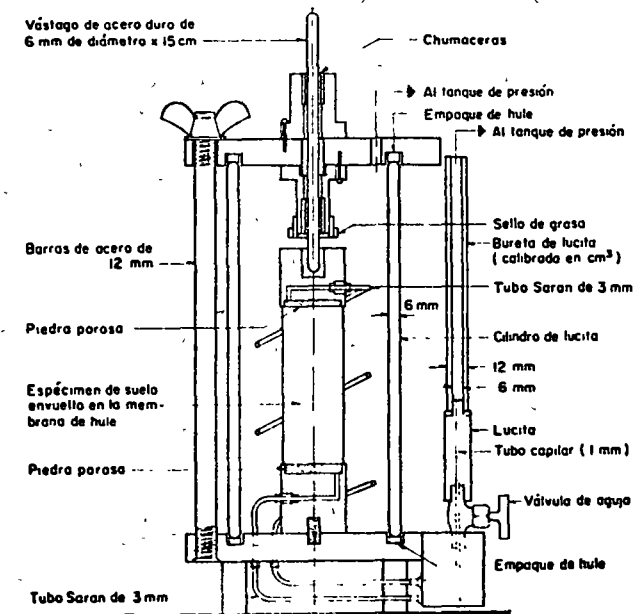


FIG. XII-c.2. Cámara de compresión triaxial

caso un contacto entre la piedra porosa del cabezal y la cara superior del espécimen que produzca una distribución uniforme de la presión axial.

El sistema de drenaje está constituido por cuatro válvulas, un pequeño depósito de agua y una bureta calibrada, preferentemente de lucita, por no ser este material muy quebradizo. Un esquema detallado de esta instalación se muestra en la fig. XII-c.3. Las líneas de drenaje de la base y del cabezal de lucita atraviesan materialmente la placa metálica que constituye la base de la cámara. Esto tiene por objeto que el agua no entre en contacto con el metal y así evitar la posibilidad de actividad electroquímica, en pruebas de larga duración.

Las cargas se aplican colocando pesas en una ménsula apropiada, que cuelga de un marco móvil. Esto implica realizar la prueba por el método de esfuerzo controlado; alternativamente puede aplicarse la carga controlando la velocidad de deformación (deformación controlada); en este caso, debe medirse la magnitud de la carga, insertando un anillo de carga calibrado entre el vástago y el cabezal de la muestra o entre el vástago y el marco de carga. Estos anillos de carga son piezas anulares de acero calibrados previamente, conociéndose las variaciones de su diámetro interior bajo la acción de carga axial; en el momento de la prueba, un extensómetro colocado diametralmente da las deformaciones que tengan lugar las que, en la tabla o gráfica de calibración, proporcionan las cargas actuantes correspondientes. En ocasiones la prueba se efectúa sobre una báscula cuya carátula da, directamente sin necesidad de anillo, las cargas aplicadas en cada instante. Desde el punto de vista de determinaciones de resistencia no existe diferencia importante entre los métodos de esfuerzo o deformación controlados, si es que las demás circunstancias de la prueba se mantienen similares. En trabajos de rutina el actual progreso de las básculas de laboratorio ha popularizado el empleo de la deformación controlada, pero en trabajos de investigación suele considerarse más preciso el método de esfuerzo controlado.

Las cargas se aplican siempre desde el exterior y se transmiten al espécimen por medio de un vástago bien ajustado. La fricción que actúe sobre el vástago puede llegar a ser de importancia, por lo que es conveniente o bien medir las cargas dentro de la cámara (por ejemplo, con un anillo de carga) o bien recurrir a diseños muy delicados que reduzcan esa fricción a un mínimo. En las cámaras modernas es usual un diseño especial a base de cojinetes con bolas que reducen a un mínimo la fricción del vástago cuando éste se desplaza axialmente.

Cuando se usa el método de esfuerzo controlado, la deformación se mide simplemente colocando un extensómetro sobre el marco de carga.

En las pruebas de compresión triaxial se requiere que la muestra esté enfundada en membranas transparentes, resistentes e impermea-

bles. En pruebas de rutina, las disponibles comercialmente son satisfactorias, pero en pruebas de larga duración se ha observado que el flujo a su través aunque pequeño, llega a afectar seriamente los resultados de las pruebas; algunos laboratorios han optado por el uso de membrana doble, en tanto que otros han preferido la fabricación de sus propias membranas, buscando siempre satisfacer el doble requisito de impermeabilidad y resistencia.

Para dar la presión inicial en torno a la muestra, el aire sería el fluido ideal, si no fuera porque todas las membranas son permeables a sus moléculas. En las pruebas rápidas, que se realizan en pocos minutos, la cantidad de aire que alcanza a atravesar la membrana no es de consideración, pero en las pruebas lenta y rápida, consolidada, aun pequeñas cantidades de aire aumentan la presión neutral, disminuyendo en la misma proporción a la efectiva; esto aparte del efecto desfavorable causado por la acumulación de aire libre dentro del espécimen. Para disminuir este flujo a través de la membrana, algunos investigadores llenan la cámara triaxial hasta un nivel superior al espécimen con un fluido que no ataque a la membrana (agua, glicerina, aceites, etc.). Aunque las membranas usadas son comparativamente impermeables a estos fluidos, esto no resuelve el problema; el aire entra en solución con todos los líquidos, prácticamente hablando, en cantidad proporcional a la presión, por lo que en la cámara el fluido se satura de aire rápidamente. A través de la membrana, el aire disuelto pasa entonces a formar solución en el agua intersticial de la muestra; esto sucede aun cuando dicha agua intersticial esté saturada, a su vez, de aire y ello por la menor concentración y presión que prevalece en el agua dentro de la muestra; al estar el agua de la muestra saturada de aire lo que sucede es que el aire que penetra desde el exterior sale de la solución y forma burbujas con el efecto nocivo de crear presión neutral, si el drenaje de la muestra está impedido o de desahujar agua del suelo a la bureta, provocando en el observador la falsa impresión de un cambio de volumen adicional no ocurrido. Lo que ha dado mejor resultado a final de cuentas es el llenar la cámara totalmente con el líquido, generalmente agua, dejando incluso que éste llene un buen segmento de la línea de comunicación con el compresor, que le comunica la presión por medio de aire comprimido y se ha observado que el agua que atraviesa la membrana que protege al espécimen ejerce un efecto de mucha menor importancia que el aire antes analizado.

XII-c.3. Saturación del aparato

Todas las líneas de tubería, válvulas y piedras porosas del conjunto de la fig. XII-c.3 deben llenarse con agua desaireada antes de comenzar la prueba; para lograrlo, procédase como sigue (fig. XII-c.3):

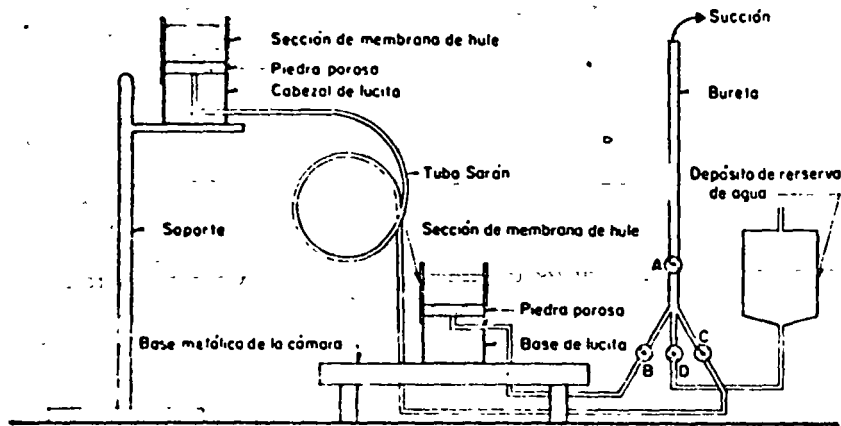


FIG. XII c.3. Croquis de la disposición para la saturación del sistema de drenaje

1. Desármese y límpiese la cámara y todas las líneas. Ciérranse todas las válvulas.
- 2) Fijese el cabezal de lucita, interior a la cámara, en un soporte y póngasele su piedra porosa. El cabezal se colocará invertido quedando la piedra porosa sobre él.
3. Colóquese una sección corta de membrana de hule (de unos 5 cm de longitud y mismo diámetro que la piedra porosa) sobre la base y otra sobre el cabezal de lucita.
4. Lléñense con agua esas secciones de membrana y también el depósito de agua de reserva de la bureta.
5. Aplíquese una succión conveniente en el extremo superior de la bureta y ábranse las válvulas A y B. Manténgase la succión, añadiendo agua a la membrana de la base de lucita según se necesite, hasta que no se vean burbujas de aire en la línea. Ciérrase la válvula B.
6. Repítase la etapa 5) accionando ahora la válvula C, en lugar de la B.
7. Lléñese bien el depósito de reserva de la bureta y repítase la etapa 5), accionando ahora la válvula D.

XII-c.4. Preparación de la muestra

Primera se corta un fragmento prismático de suelo, usando sega de alambre y guías apropiadas. Los extremos de ese fragmento deben cortarse también normalmente al eje del prisma. A continuación el fragmento se afina, usando un cortador vertical apropiado, hasta

formar un espécimen cilíndrico de 3.6 cm de diámetro (lo cual da un área de sección recta de 10.18 cm^2 para la muestra) y de 10 cm de altura aproximadamente. El material sobrante de la afinación sirve para determinaciones de contenido de agua. Después se afina la altura men una relación de esbeltez de 2.5). Cuidadosamente, se coloca el espécimen hasta su valor definitivo de 9 cm (lo cual da al espécimen en un recipiente hermético y se pesa, a fin de obtener su peso húmedo inicial. Dentro de un cilindro metálico de 4.5 cm de diámetro y 9.0 cm de altura se coloca una membrana apropiada, doblando hacia afuera sus extremos y expandiéndola, creando un vacío entre la membrana y el cilindro. En seguida este conjunto se coloca sobre el espécimen, cubriéndolo, se suspende el vacío, con lo que la membrana se aprieta en torno al espécimen y se retira el cilindro. Los extremos libres de la membrana se doblan ahora hacia afuera sobre el espécimen.

XII-c.5. Armado del aparato en conjunto

Para poner el conjunto del aparato triaxial en condiciones de efectuar las pruebas deberá procederse como sigue (fig. XII-c.1 y XII-c.2):

1. Teniendo aún el cabezal de lucita colocado en su soporte en posición invertida, retírese la sección de hule con agua, quitando el exceso de agua que quede sobre la piedra porosa y póngase sobre ésta la muestra envuelta en su membrana; la muestra se colocará también en posición invertida.
2. Desenrólese el extremo de la membrana en torno al cabezal, alisando las arrugas. Hecho esto, asegúrese esta posición enrollando un hilo elástico en torno a la parte de la membrana que cubre al cabezal.
3. Retírese la sección de hule con agua que se tenía colocada sobre la base de lucita. Suéltese el cabezal de su soporte e inviértase el conjunto cabezal y muestra cuidadosamente colocándolo sobre la base de modo que la muestra quede en contacto con la piedra porosa.
4. Repítase la etapa 2) ahora con la base de lucita.
5. Colóquese el cilindro de lucita que forma la cámara triaxial, en su lugar.
6. Colóquese la base metálica superior de la cámara sobre el cilindro de lucita, centrando el vástago de carga axial cuidadosamente en el cabezal de lucita y verificando que los empaques de hule estén correctamente dispuestos.
7. Asegúrese provisionalmente la placa metálica superior por medio de sus tuercas y luego en forma definitiva enroscándolas sucesivamente, de modo que la placa quede bien horizontal; las tuercas deben afianzarse sólo con presión de mano.

8. Conéctese la línea de presión al correspondiente orificio de la placa metálica superior y la línea del agua al orificio de la placa inferior. Llénese la cámara, permitiendo que un sobrante de agua entre a la línea de presión, a fin de expulsar al aire atrapado. Desconéctese ahora la línea del agua.
9. Colóquese la cámara en el banco de soporte centrándola bien; ajústese el marco de carga sobre ella y también el extensómetro.
10. Conéctese la línea de presión a un tanque regulador con su válvula de salida cerrada. Ajústese la presión del tanque al valor que se desea tener en la cámara. Mídase y anótese la diferencia de carga (ΔH) entre los niveles del agua en la bureta y en la línea de presión; esta diferencia de carga debe ser deducida del valor señalado por el manómetro del tanque regulador para obtener la presión en la cámara.
11. Póngase en la ménsula de carga el peso suficiente para que el vástago se apoye en el cabezal de lucita, venciendo al empuje hidrostático hacia arriba que produce el agua a presión que actuará en el interior de la cámara.
12. Abrase la válvula de salida del tanque regulador, aplicando así la presión deseada al agua en la cámara.
13. Con las válvulas B y C cerradas, ábrase la A y, entreabriendo la válvula D, bájese el nivel del agua en la bureta hasta la lectura cero en su escala. Ciérrense las válvulas A y D y ábranse entonces las B y C.
14. Ajústese el extensómetro a la lectura cero.
15. Para evitar que al fallar la muestra se produzca una deformación excesiva, perjudicial para las observaciones, colóquese en el suelo bajo la ménsula de carga un tope, que deje un espacio de 2.5 cm aproximadamente entre su extremo y la ménsula.

El aparato está ahora en posición y la muestra lista para hacer la prueba.

XII-c.6. Procedimiento para la prueba rápida

Háganse actuar cargas sobre la ménsula, colocando los incrementos con intervalos de un minuto, obteniendo las lecturas del extensómetro correspondientes a cada incremento cinco segundos antes de agregar el siguiente incremento.

El peso de cada incremento será un décimo de la carga de falla prevista. Según la muestra se vaya acercando a la falla, deberá ser cuidadosamente observada tomándose nota del desarrollo de grietas, abultamientos, pérdidas de verticalidad, etc. A veces es deseable disminuir la magnitud de los incrementos de carga a la mitad, cerca de la falla; en este caso, los intervalos en que actúan los incrementos se reducirán también a medio minuto.

Después de que el espécimen haya fallado o de que su deformación axial sobrepase el 25-30% cesa el proceso de incrementar la carga, se quita la presión de la cámara, se retiran las pesas de la ménsula y se quita el extensómetro.

XII-c.7. Procedimiento para la prueba rápida-consolidada

a) Etapa de consolidación

Las lecturas iniciales durante esta primera etapa necesitan dos operadores; uno para leer el extensómetro y registrar los datos y el otro para leer las variaciones de nivel en la bureta. Por lo demás, las manipulaciones deberán ajustarse a lo que sigue:

1. En un cierto tiempo registrado, se abre la válvula A completamente.
2. Se toman lecturas simultáneas del extensómetro y la bureta, en tiempos de 15 seg, 30 seg, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 1 h, 2 h, 4 h, etc., después de haberse iniciado el proceso de consolidación, por abrirse la válvula A.
3. Trácese gráficas semilogarítmicas de lecturas del extensómetro y de la bureta contra los tiempos transcurridos (escala logarítmica), simultáneamente al proceso de consolidación.
4. Al llegar al 100% de consolidación primaria, lo cual se nota por definirse tramos rectos en las curvas de consolidación, pero en ningún caso antes de 24 h, se cierra la válvula A.

b) Etapa de carga axial y falla

Se seguirá el mismo procedimiento descrito para la prueba rápida.

XII-c.8. Procedimiento para la prueba lenta

a) Etapa de consolidación

El procedimiento es análogo al descrito en la sección a) del párrafo XII-c.7 de este Anexo.

b) Etapa de carga axial y falla

La carga axial se aplica en incrementos, permitiendo completo drenaje de la muestra en todo momento. La velocidad de apli-

cación de las cargas y la magnitud de los incrementos aplicados varían a lo largo de la prueba, sin que pueda establecerse una secuela definida. Los incrementos de carga iniciales pueden ser grandes, posiblemente de un cuarto de la carga de falla prevista, dejando aplicado cada uno hasta obtener, por lo menos, un 75% de consolidación primaria. Después los incrementos deben ser de mucha menor magnitud y debe dejarse que cada uno obre durante 24 h por lo menos. Al principio no se requiere obtener curvas de consolidación más que para verificar el haber alcanzado la consolidación primaria deseada, a menos que exista una razón especial para trazarlas. No obstante, al final de la prueba sí es preciso disponer de frecuentes lecturas del extensómetro y la bureta, para poder calcular el área corregida de la sección transversal de la muestra. Deben tenerse registros frecuentes de la presión imperante en la cámara y de la temperatura del cuarto.

XII-c.9. Cálculos

a) Prueba rápida

Dibújese la curva esfuerzo-deformación unitaria. El área corregida se calcula con la ecuación:

$$A = \frac{100 A_0}{100 - \text{Deformación (\%)}} \quad (12-c.1)$$

Donde A_0 es el área de la sección transversal de la muestra al inicio de la prueba.

Téngase en cuenta para comprender la expresión (12-c.1) que el volumen inicial de la muestra se supone igual al final; por lo tanto, si l_0 es la longitud inicial de la muestra, se tendrá:

$$A_0 l_0 = (l_0 - \text{deformación total}) A$$

Entonces:

$$A = \frac{A_0 l_0}{l_0 - \text{def}}$$

Si l_0 se toma como 100% y la deformación es la unitaria, se llega de inmediato a la expresión (12-c.1).

También se trazará el Círculo de Mohr correspondiente a los esfuerzos en el instante de falla, σ_3 , igual a la presión hidrostática y σ_1 igual a σ_3 más el esfuerzo desviador aplicado por el vástago. Si se ejecutan varias pruebas rápidas, trácese la envol-

vente a los diversos círculos de Mohr obtenidos (uno de cada prueba).

b) Prueba rápida-consolidada

El área corregida de la muestra al fin de la primera etapa, que es inicial para la segunda etapa de carga, se calculará con la expresión:

$$A_0 = \frac{V - \Delta V}{H - \Delta H} \quad (12-c.2)$$

Donde:

V = Volumen original del espécimen

ΔV = Cambio de volumen, registrado en la bureta

H = Altura original de la muestra

ΔH = Cambio de altura de la muestra, registrado por el extensómetro.

En la segunda etapa deberá calcularse el área de la muestra correspondiente a cada incremento de carga aplicado, mediante la fórmula (12-c.1); con ello podrán trazarse las curvas esfuerzo-deformación. Trácese el Círculo de Mohr de falla. Si se hacen varias pruebas, trácese la envolvente a los círculos obtenidos.

c) Prueba lenta

El área en el momento de la falla podrá calcularse con la expresión (12-c.2); así podrá calcularse el esfuerzo desviador. Trácese el Círculo de Mohr correspondiente y la envolvente de falla, si se efectúan varias pruebas.

XII-c.10. Desarme del aparato en conjunto

Deberán seguirse los siguientes pasos:

1. Colóquese la cámara triaxial en un recipiente grande y aflójense las tuercas de la placa metálica superior, permitiendo que el agua fluya en el recipiente. La cámara puede vaciarse también abriendo la válvula de la placa superior, permitiendo el paso de aire y sacando el agua por la válvula de la placa inferior; empero este procedimiento es mucho más lento.
2. Quítense la placa metálica superior, las barras de armado entre las placas y el cilindro de lucita.
3. Desenróllense los hilos elásticos de la base y el cabezal de lucita; dóblense los extremos de la membrana otra vez sobre el espécimen y retírese la muestra.

4. Quitesele al espécimen la membrana impermeable rolándola a partir de un extremo y prepárese un esquema del espécimen fallado. Si hay un plano de falla claramente definido, médase su inclinación con un transportador de ángulos. Esta inclinación puede alterarse muy sensiblemente por deformación excesiva después de la falla.
5. Obténgase el peso húmedo de la muestra, séquesela en un horno y obténgase su peso seco. Calcúlese el contenido de agua al principio y al final de la prueba. La pérdida de agua entre los estados final e inicial debe compararse con el registro de la bureta; si existen discrepancias serias entre estas fuentes de información podrá deberse a flujo a través de la membrana o a alguna otra dificultad.
6. Séquese la membrana impermeable, rociándola con polvo de talco. Límpiase y árnese de nuevo el aparato.

XII-c.11. Medidas de presión neutral

a) Equipo

Las cámaras triaxiales modernas, como las del tipo aquí descrito, pueden usarse para medición de presión neutral durante la prueba, insertando, en la base de la bureta, un segmento corto de tubo capilar de lucita (fig. XII-c.2) y conectando una línea de presión de aire (fig. XII-c.1) al extremo superior de la bureta. Esta línea conduce a un sistema de válvulas de control y manómetros que permiten un buen ajuste de la presión neutral del agua intersticial.

b) Procedimiento para la prueba rápida-consolidada

Se ceñirá a lo que sigue:

1. Con el aparato triaxial completamente armado y con la válvula que conecta la bureta con el espécimen usado, se somete a la bureta a una presión inicial, u_{n0} , de 0.5 Kg/cm², aproximadamente. Esta presión neutral inicial sirve para mantener la saturación completa.
2. En seguida aplíquese presión a la cámara de modo que en ella se tenga el valor deseado de σ_3 , más la presión u_{n0} .
3. Abrase la válvula de comunicación entre la bureta y el espécimen y léase el extensómetro y el nivel de la bureta a intervalos convenientes. Se debe permitir que la muestra alcance el 100% de consolidación primaria y preferentemente déjense transcurrir 24 h después de que tal punto sea alcanzado, a fin de hacer mínimos los efectos de la consolidación secundaria.

4. El nivel del agua en la bureta debe bajarse ahora hasta la sección capilar, entreabriendo la válvula D con cuidado y cerrando previamente las B y C. Una vez logrado esto, deberá cerrarse la válvula D y abrirse las B y C. A continuación, se aplican al espécimen incrementos de carga axial, con intervalos de 3 a 5 min. Las válvulas del dispositivo de presión neutral deben ajustarse continuamente de modo que el menisco en la sección capilar ni ascienda, ni descienda. Deberán hacerse observaciones continuas hasta que la muestra falle. Los manómetros del dispositivo de presión neutral dan automáticamente las presiones necesarias para contrarrestar la desarrollada en el agua intersticial de la muestra, de modo que el menisco no se mueva.

Hoy en día existen métodos prácticamente más precisos para medir presiones neutrales que el aquí descrito, pero estos métodos son también generalmente más complicados y posiblemente aún no se justifican más que en labor de investigación o en casos especiales.

B. Prueba de compresión simple

XII-c.12. Introducción

La prueba de compresión simple es la más usada en los laboratorios de Mecánica de Suelos para los trabajos de rutina. Esta prueba tiene la ventaja de ser de fácil realización y de exigir equipo relativamente sencillo, en comparación con las pruebas triaxiales. Sin embargo, una correcta interpretación de sus resultados es más difícil que en el caso de las pruebas triaxiales, si se desea ir al fondo de los mecanismos de falla que tienen lugar; por el contrario, los resultados de la prueba son de fácil aplicación a los trabajos de rutina, por lo menos en apariencia, pero es recomendable que las conclusiones que se deriven de esta prueba vayan siempre sancionadas por un especialista. La prueba queda circunscrita a arcillas y suelos *cohesivos*, pues en las arenas y suelos arenosos no es posible el labrado de las muestras.

XII-c.13. Equipo

Una báscula de carga u otro aparato que cubra sus fines.
Cortador para el espécimen, segueta de alambre, etc.
Recipientes para determinación del contenido de agua.
Extensómetro.

Balanza.

Cilindro metálico y demás equipo para preparar un espécimen de suelo remoldeado, si ese es el caso.

XII-c.14. Preparación de la muestra**a) Especímenes de suelo inalterado**

Córtense prismas de unos 5 cm de lado de base y unos 12 ó 13 cm de longitud de la arcilla inalterada. Con un cortador y una segueta de alambre afinense los especímenes hasta su forma definitiva cilíndrica de 3.6 cm de diámetro de base, y 9 cm de altura. El material producto del labrado debe conservarse, protegiéndolo del secado.

b) Especímenes de suelo remoldeado

Remoldéese la arcilla a mano hasta formar una masa homogénea, sin grumos, de material inalterado. Prepárese un fragmento de tubo de bronce o latón y una placa de vidrio, aciéndolas ligeramente. Con la arcilla fórmese una bola del tamaño de una nuez y colóquese ésta dentro del cilindro colocado sobre la placa de vidrio; apisonése el material. Estas operaciones han de repetirse hasta llenar el molde. Finalmente, extráigase el espécimen del molde.

XII-c.15. Protección de la muestra contra la evaporación

Aun en pruebas de sólo unos minutos de duración, es conveniente proteger a los especímenes contra la evaporación; para ello existen muchos métodos, algunos de los cuales se mencionan a continuación, ordenados de menor a mayor efectividad:

1. Envuélvase la muestra en una toalla de papel húmeda, sin que quede ceñida.
2. Cúbrase el espécimen con una capa delgada de grasa.
3. Enciérrase el espécimen en una cámara cerrada con agua en el fondo.
4. Cúbrase el espécimen con una membrana de hule delgado.
5. Envuélvase el espécimen con dos membranas de hule y una capa de grasa a prueba de agua entre ellas, sumergiendo el conjunto totalmente en agua.

XII-c.16. Procedimientos de prueba

Los métodos de prueba dependen del equipo de carga disponible; a continuación, se detallan los dos casos más comunes. Sin embargo, como criterio general es de señalar que es conveniente que la prueba dure de 5 a 10 min. Si la carga se aplica en incrementos, esto puede lograrse haciendo obrar cada minuto valores del orden de $\frac{1}{2}$ a $\frac{1}{10}$ de la carga de falla estimada (al hacer esta estimación debe tenerse presente que la resistencia de las arcillas remoldeadas, en general, es mucho menor que la de las mismas en estado inalterado).

Un aparato portátil de piñón y cremallera o de plataforma de carga con tornillo de avance es recomendable para adquirir a priori una idea de la resistencia del material a probar y de los incrementos de carga a usar en una prueba más ambiciosa; este aparato sencillo puede usarse, por ejemplo en el campo, para determinaciones toscas de las resistencias a la compresión simple de las arcillas.

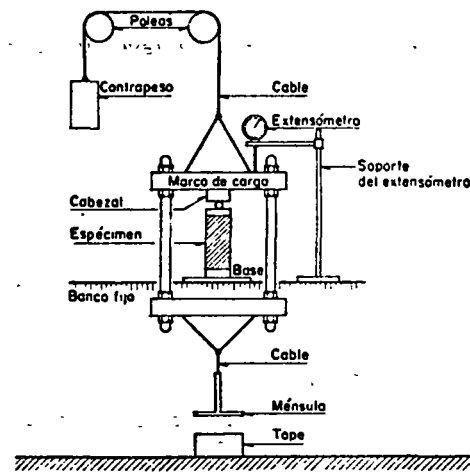


FIG. XII-c.4. Esquema de un aparato con aplicación de carga directa para prueba de compresión simple

Este aparato portátil de piñón y cremallera o de plataforma de carga con tornillo de avance es recomendable para adquirir a priori una idea de la resistencia del material a probar y de los incrementos de carga a usar en una prueba más ambiciosa; este aparato sencillo puede usarse, por ejemplo en el campo, para determinaciones toscas de las resistencias a la compresión simple de las arcillas.

En pruebas con deformación controlada deberá trabajarse con una velocidad tal que la prueba dure el mínimo tiempo señalado.

a) Procedimiento de prueba con aplicación directa de la carga. (Esfuerzo controlado.)

El procedimiento se ajustará a lo que sigue:

1. Móntese el espécimen, con su base y cabezal ya instalados bien centrado bajo el marco de carga.
2. Colocando una pequeña pesita en la ménsula, asegúrese un buen contacto entre el espécimen y el marco de carga, a través del balín y la placa del cabezal. Verifíquese previamente que el peso del marco de carga está correctamente balanceado por el contrapeso.

3. Móntese un extensómetro sensible al centésimo de milímetro en su soporte, adosado al marco de carga. Ajustese a una lectura inicial de cero.
4. Echese a andar un cronómetro y, simultáneamente, aplíquese el primer incremento de carga a la ménsula. Inmediatamente antes de aplicar el siguiente incremento de carga deberá observarse y registrarse la lectura del extensómetro. Cada incremento de carga debe aplicarse durante un minuto y la lectura del extensómetro debe hacerse 5 seg antes de aplicar el siguiente.
5. Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser cuidadosamente observada para detectar sus grietas o posibles planos de falla y otros puntos de interés.
6. Si la muestra falla bruscamente regístrese el tiempo transcurrido tras la aplicación del último incremento de carga; después quítense las pesas de la ménsula. Si no hay falla brusca, la prueba se dará por terminada al sufrir la muestra una deformación unitaria del orden de 20%.
7. Quítense la muestra del aparato y hágase un esquema de su falla y agrietamientos a una escala correcta.
8. Córtese una laja delgada, de unos 3 mm de espesor, paralela al plano de falla, para determinación del contenido de agua. El resto del espécimen se pondrá a secar para el mismo fin.
9. Calcúlese las deformaciones correspondientes a los diferentes esfuerzos, según los datos observados, calculando con áreas corregidas y dibújese un diafragma esfuerzo-deformación.

b) Procedimiento de prueba con báscula de carga (deformación controlada).

El método se ceñirá a los siguientes pasos:

- 1) Colóquese sobre la plataforma de la báscula de carga una placa metálica redonda, con dos brazos verticales entre los que va el puente para instalar el extensómetro; sobre esa base colóquese una placa destinada a soportar directamente al espécimen.

Sobre dicho espécimen otra placa delgada hace el papel de cabezal, en el cual se apoyará, a través de un balín, el marco móvil de carga. La colocación de todos esos objetos hará que la aguja de la carátula de la báscula abandone su posición original de lectura cero; por medio de los pesos situados en los brazos horizontales de la báscula, deberá volverse dicha aguja a su posición original. En este momento la báscula está lista para la prueba.

- 2) Céntrese bien el espécimen bajo el marco móvil, cuidando que el balín transmisor resulte perfectamente axial. Accionese manualmente las palancas que mueven el marco móvil hasta lograr el contacto con el cabezal de la muestra, a través del balín; éste se hace notorio por un pequeño desplazamiento de la aguja de la carátula de la báscula, la cual deberá de colocarse en cero otra vez accionando ligeramente en sentido inverso el mismo control manual.
- 3) Móntese el extensómetro y ajústese su carátula en lectura cero.
- 4) Conéctese el mecanismo eléctrico de la báscula y échese a andar el mecanismo de aplicación de carga simultáneamente con un cronómetro. El marco de carga descende ahora a una velocidad uniforme, comprimiendo al espécimen contra la plataforma, con lo cual la carátula de la báscula marcará las cargas aplicadas progresivamente.
5. Deberán hacerse lecturas de la carga aplicada a cada milímetro de deformación, según indicación del extensómetro. Esta frecuencia puede variarse de acuerdo con la mayor o menor rigidez del espécimen; en los especímenes más rígidos es recomendable una frecuencia mayor. La velocidad de deformación es frecuentemente de 1 mm por minuto, sin embargo pueden precisarse velocidades menores cuando se prueben muestras muy rígidas, de manera que la prueba dure un tiempo comprendido entre los 5 y 10 min ya señalados.
6. Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser observada cuidadosamente para detectar sus grietas, planos de falla u otros puntos de interés.

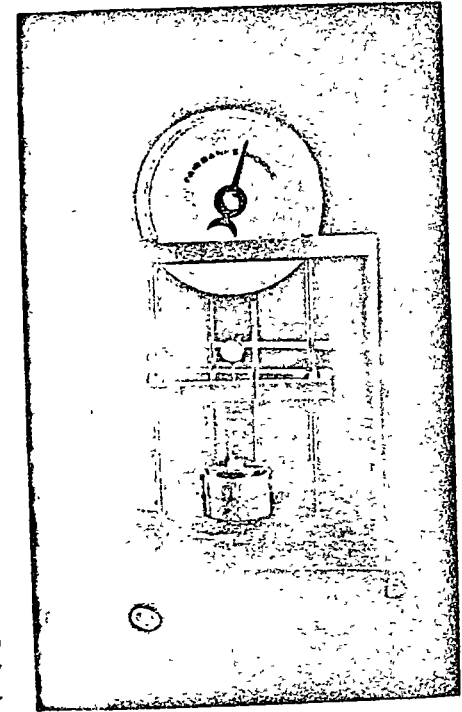


FIG. XII-c.5. Aparato de compresión simple de deformación controlada. (Laboratorio de Ingeniería de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas, México)

7. Por lo general, la falla del espécimen está señalada por un regreso en la aguja de la carátula de la báscula, tanto mayor cuanto la falla sea más típicamente frágil. El instante en que esto ocurra debe ser registrado. Después deberá continuarse la prueba haciendo lecturas en la forma normal, hasta obtener algunos valores para la curva esfuerzo-deformación en la zona adelante de la carga máxima. La prueba deberá suspenderse al alcanzar la muestra una deformación unitaria del orden del 20%. Si no se define una falla típica, deberá también suspenderse la prueba al llegar al mismo límite de deformación.
8. Ejecútese las etapas 7), 8) y 9) de XII-c.16.a relativas a pruebas de esfuerzo controlado.

XII-c.17. Errores posibles

La elección de la magnitud de los incrementos de carga aplicados o de la velocidad de aplicación de la carga pueden influir en la forma de la curva esfuerzo-deformación y en el valor de la resistencia última.

El labrado del espécimen y la prueba deben realizarse en un cuarto húmedo para evitar evaporación.

Por un ajuste impropio de la base o el cabezal con el espécimen pueden tenerse errores en las lecturas del extensómetro y en la verticalidad de las muestras; en arcillas duras y frágiles es aconsejable cabecear los especímenes antes de la prueba.

C. Prueba triaxial al vacío en arenas

XII-c.18. Introducción

El objeto de esta prueba es la determinación de las características esfuerzo-deformación y resistencia de una arena sujeta a esfuerzos cortantes producidos al variar los esfuerzos principales que actúan en un espécimen cilíndrico de arena.

Los esfuerzos principales menor e intermedio (iguales) se generan aplicando un vacío a la arena.^{1) 2)}

XII-c.19. Equipo de prueba y dimensiones de la muestra

La prueba no requiere equipo especial complicado y un laboratorio equipado para hacer pruebas de compresión simple y triaxiales puede realizarla. Algunos detalles especiales resaltarán al leer lo que sigue.

MECANICA DE SUELOS (I)

El espécimen es del mismo tipo del usado en pruebas triaxiales de compresión simple, pero sus dimensiones lineales deben ser algo mayores, por ejemplo del orden del doble.

XII-c.20. Procedimiento de prueba

La prueba se ajustará a lo siguiente:

- 1) Obténgase el peso de una cantidad de arena secada al horno suficiente para efectuar la prueba.
- 2) Colóquese el extremo inferior de una membrana cilíndrica de hule de tamaño adecuado abrazando la base sobre la que se coloca el espécimen y fíjese esa posición enrollando hilo elástico fuertemente en torno a la membrana y la base.
- 3) En torno a la membrana cilíndrica de hule colóquense dos micilindros metálicos que puedan atornillarse uno a otro íntegramente; éste será el molde que sirva para constituir el espécimen. El extremo superior de la membrana de hule debe doblarse ahora sobre el filo del borde superior de ese molde. Asegúrese esa doblez también con hilo elástico.
- 4) Llénese el molde y la membrana con arena, en diez capas aproximadamente iguales, compactando cada capa con un golpe especial dejado caer de una altura de 7.5 cm. Para obtener una compactación relativa uniforme en todo el espécimen es preciso aumentar el número de golpes por capa, según vaya aumentando el espesor de la muestra. Una secuencia de compactación como la siguiente ha resultado recomendable: 5, 7, 9, 9, 11, 11, 13, 13 y 15 golpes, con un total de 100 golpes. Cada capa de arena debe colocarse cuidadosamente, con espesor uniforme y después ser compactada; el primer golpe y el último deben aplicarse en el centro del molde y el resto en zonas periféricas, con espaciamiento uniforme.
- 5) La décima capa debe quedar, después de compactada, al fondo del molde. Después colóquese al espécimen un cabezal, desdoblándose la doblez de la membrana sobre el borde superior del molde y colóquesela abrazando el cabezal, asegurando la nueva posición con hilo elástico.
- 6) Pésese la arena seca que haya sobrado.
- 7) Conéctese la base al tanque de vacío y aplíquese vacío a la muestra; para ello, la base debe estar perforada, permitiendo el paso de una línea de vacío.
- 8) Quítese el molde separando los dos semicilindros metálicos; la muestra permanecerá firme a causa del vacío aplicado.

CAPITULO XII

9. Tómanse por lo menos dos medidas de cada uno de los diámetros extremos y central del espécimen y de la altura del mismo.
10. Colóquese el espécimen así armado en la plataforma de una háscula de carga y procédase como en una prueba de compresión simple con deformación controlada.
11. Obténganse lecturas del diámetro del centro del espécimen a medida que la prueba se desarrolla. Al aumentar la deformación lateral estas medidas han de hacerse más frecuentemente.
12. Anótense los valores de la presión de vacío, que debe mantenerse constante durante la prueba.
13. Hágase un buen esquema final de la muestra en el que aparezca el tipo de falla.
14. Hágase cesar la acción del vacío, desármese el conjunto y mídase el espesor de la membrana de hule usada.
15. Dibújense gráficas del esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) contra la deformación axial y lateral y trácese el Círculo de Mohr correspondiente a la condición de falla.

XII-c.21. Errores posibles

La prueba se ve afectada frecuentemente por errores referentes a compactación no uniforme; fallas en el sistema de vacío; obtención de una falsa área corregida, por defecto de medidas; excentricidad de cargas por inclinación del cabezal; efecto confinante de la membrana de hule o errores humanos.

NOTAS: El presente Anexo se ha elaborado teniendo especialmente en cuenta las ideas impartidas por el profesor S.D. Wilson en su cátedra de la Universidad de Harvard, EUA.

Las formas para laboratorio correspondientes a las pruebas triaxial lenta y rápida-consolidada no se incluyen y pueden elaborarse como una combinación de las presentadas para Consolidación (Capítulo X) y para la prueba triaxial rápida.

OBRA _____

LOCALIZACION _____

SONDEO N° _____ ENSAYE N° _____

MUESTRA N° _____ PROF. _____

DESCRIPCION _____

(DEPENDENCIA)

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

MEDIDAS DE LA MUESTRA

$D_s =$ _____ cm $A_s =$ _____ cm² $W_s =$ _____ gr FECHA _____

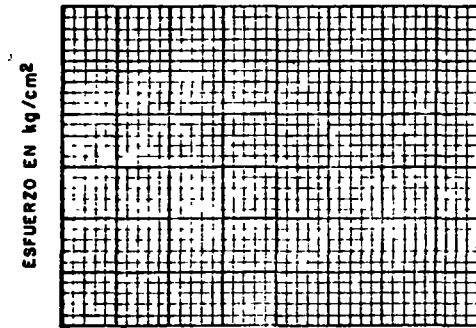
$D_c =$ _____ cm $A_c =$ _____ cm² $V_s =$ _____ cm³ OPERADOR _____

$D_l =$ _____ cm $A_l =$ _____ cm² $\gamma_m =$ _____ Ton/m³ CALCULISTA _____

$H_m =$ _____ cm $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_l}{6} =$ _____ cm²

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA _____ $\sigma_3 =$ _____ kg/cm²

Tiempo transcurrido	Carga	Lectura extensómetro	Deformación total	Deformación unitaria	l-Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo desviador	Contenido de agua	
min	kg	mm	mm	—	—	cm ²	kg/cm ²		
								Cápsula N°	
								Peso cáp. + s. h	
								Peso cáp + s. s	
								Peso agua	
								Peso cápsula	
								Peso suelo seco	
								W %	
								OBSERVACIONES	
								Cápsula N°	
								Peso cáp + s. h	
								Peso cap + s. s.	
								Peso agua	
								Peso cápsula	
								Peso suelo seco	
								W %	
								OBSERVACIONES	



NOTA: Área correg. = $\frac{A_m}{1 - Def uni}$

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA

DEFORMACION UNITARIA EN %

OBSERVACIONES: _____

OBRA _____
 LOCALIZACION _____
 SONDEO N° _____ ENSAYE N° _____
 MUESTRA N° _____ PROF _____
 DESCRIPCION _____

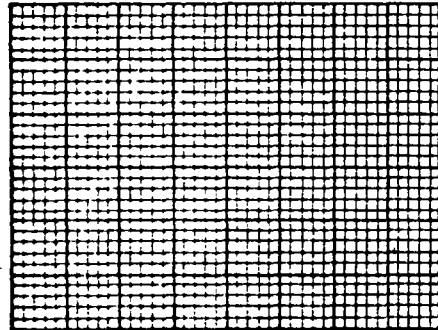
(DEPENDENCIA)

COMPRESION SIMPLE

MEDIDAS DE LA MUESTRA
 $D_s =$ _____ cm $A_s =$ _____ cm² $W_A =$ _____ gr FECHA _____
 $D_c =$ _____ cm $A_c =$ _____ cm² $V_A =$ _____ cm³ OPERADOR _____
 $D_i =$ _____ cm $A_i =$ _____ cm² $\gamma_m =$ _____ Ton/m³ CALCULISTA _____
 $H_m =$ _____ cm $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{_____ + 4 \cdot _____ + _____}{6} = _____$ cm²

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA _____

Tiempo transcurrido min	Carga kg	Lectura extensómetro mm	Deformación total mm	Deformación unitaria —	i-Deformación unitaria —	Área corregida cm ²	Esfuerzo kg/cm ²	Contenido de agua
								Cápsula N°
								Peso cap + s.h
								Peso cap + s.s
								Peso agua
								Peso cápsula
								Peso suelo seco
								W %
								OBSERVACIONES:



DEFORMACION UNITARIA EN %

OBSERVACIONES _____

NOTA: Área correg. = $\frac{A_m}{1-Def. un.}$

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBRA _____
 LOCALIZACION _____
 SONDEO N° _____ ENSAYE N° _____
 MUESTRA N° _____ PROF _____
 DESCRIPCION _____

(DEPENDENCIA)

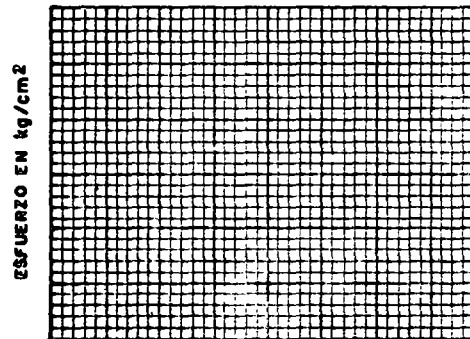
COMPRESION TRIAXIAL AL VACIO

MEDIDAS DE LA MUESTRA
 $D_s =$ _____ cm $A_s =$ _____ cm² $W_A =$ _____ gr FECHA _____
 $D_c =$ _____ cm $A_c =$ _____ cm² $V_A =$ _____ cm³ OPERADOR _____
 $D_i =$ _____ cm $A_i =$ _____ cm² $\gamma_m =$ _____ Ton/m³ CALCULISTA _____
 $H_m =$ _____ cm $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{_____ + 4 \cdot _____ + _____}{6} = _____$ cm²

VACIO APLICADO _____ cmHg $\sigma_3 = 0.0136 \cdot _____ = _____$ kg/cm²

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA _____

Tiempo transcurrido min	Carga kg	Lectura extensómetro mm	Deformación total mm	Deformación unitaria —	i-Deformación unitaria —	Área corregida cm ²	Esfuerzo desviador kg/cm ²	Peso arena seca
								Cápsula N°
								Peso cápsula
								Peso inicial cap + arena
								Peso final cap + arena
								Peso arena
								OBSERVACION



DEFORMACION UNITARIA EN %

OBSERVACIONES _____

NOTA: Área correg. = $\frac{A_m}{1-Def. un.}$

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA

Si se ejecutan varias pruebas rápidas-consolidadas a distintas presiones de cámara se encontrará que la línea que une los diversos puntos F obtenidos también es una recta (línea "F") que pasa por el origen y que forma con la horizontal un ángulo mayor que ϕ . El Dr. Casagrande y el Prof. Wilson reportan una arcilla orgánica en que este nuevo ángulo resultó de 43° contra un $\phi = 34^\circ$.

Por lo tanto, los círculos efectivos de falla no tienen por qué ser tangentes a la línea "L", en pruebas rápidas-consolidadas, sino que deben ser prácticamente tangentes a la línea F que puede determinarse según queda dicho.

En suelos normalmente consolidados es fácil notar que cuanto mayor sea la presión neutral desarrollada en la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada, los círculos efectivos se desplazarán más hacia la izquierda y, por lo tanto, la curva vectorial resultará más tendida; si la presión neutral desarrollada es menor, la curva vectorial resulta más alzada. Según se vio, el valor de la presión neutral desarrollada depende fundamentalmente de la sensibilidad de la estructura del suelo a la deformación; cuanto mayor es ésta, mayor presión neutral desarrolla el agua de la muestra. Por lo tanto, una curva vectorial alzada indica un suelo de estructura poco sensible; la curva vectorial tendida indica, naturalmente, lo contrario. Obsérvese que cuando $u = 0$ (prueba lenta) la curva vectorial es una recta inclinada en ángulo $45 + \phi/2$.

ANEXO XII-e

Nociones sobre las características de esfuerzo-deformación y resistencia de las arcillas compactadas

Los suelos compactados caen naturalmente dentro del grupo de suelos parcialmente saturados, pues cuando se compacta un suelo es normal ponerlo antes en una humedad que no corresponde a la saturación total. La compactación de los suelos se discutirá con detalle en el Capítulo XIII de esta obra. Las propiedades que presente un suelo compactado dependerán de la intensidad de la compactación producida y ésta varía con el contenido de agua del suelo en el momento de la compactación; es normal referir la compactación del suelo al peso específico seco que alcanza al material compactado.

Para estudiar las presiones neutras desarrolladas en muestras de suelo compactado durante la ejecución de pruebas triaxiales, se considerará una arcilla compactada hasta un mismo peso específico seco, pero en varias pruebas, con distintos contenidos de agua a los que corresponden diferentes grados de saturación.

Si a cada muestra se la somete a presiones hidrostáticas crecientes en la cámara de compresión triaxial, parte de esta presión será tomada por la estructura del suelo desde un principio, ya que éste puede comprimirse en la parte de vacíos llena por aire y parte será presión neutra. En la fig. XII-e.1 se presentan tres curvas reportadas por los Drs.

Casagrande y R.C. Hirschfeld¹⁰ para una cierta arcilla en los grados de saturación iniciales indicados.

En esa figura se observa que para grados de saturación decrecientes la desviación de las curvas aumenta respecto a una línea a 45° que se considera la teoría para $G_w = 100\%$, pues este caso toda la presión debería ser tomada por agua. La inclinación y desviación de esas curvas puede explicarse pensando en que conforme σ_3 aumenta es parcialmente transmitida al aire

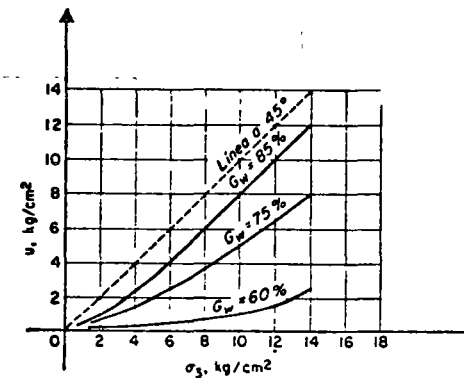


FIG. XII-e.1. Forma de las curvas presión neutra-presión de cámara en suelos compactados

el cual reduce su volumen y se disuelve en el agua en parte, resultando un aumento rápido del grado de saturación en el suelo. En la curva $G_w = 85\%$, el volumen de aire es pequeño y por ello entra en solución en el agua, bajo el efecto de presiones hidrostáticas relativamente bajas, y así, esa curva se parece, para presiones mayores, en una recta a 45° . En la figura se ve que la arcilla tratada en la investigación alcanzó disolución total del aire para presiones σ_3 del orden de 5 Kg/cm^2 . Por otra parte, en la curva de $G_w = 60\%$ puede verse que aun para presiones entre 10 y 14 Kg/cm^2 la pendiente es variable y diferente de la de la recta a 45° ; ello indica que el grado de saturación es sustancialmente inferior todavía a 100% .

Las muestras objeto del experimento pueden probarse en pruebas rápidas; en la fig. XII-e.2 aparecen las envolventes obtenidas para el caso, reportadas por los investigadores ya mencionados.

Comparando estas envolventes se observa que a mayores grados de saturación se acercan más a la forma recta horizontal propia de los suelos saturados. En el caso de las muestras con 85% de grado de saturación inicial, la envolvente es prácticamente horizontal para presiones mayores que 5 Kg/cm^2 , en tanto que para el caso en que $G_w = 60\%$ la envolvente todavía sigue elevándose para valores de la presión normal mucho más altos. Se deduce que las muestras compactadas al 85% de grado de saturación inicial alcanzaron prácticamente la saturación

ANEXO XII-d

Preconsolidación inducida en pruebas de compresión triaxial rápidas-consolidadas

En pruebas rápidas-consolidadas hechas con medición de la presión neutral en suelos saturados, normalmente consolidados se encuentra sistemáticamente que los círculos de esfuerzos efectivos de falla no son tangentes a la línea "L", recta, obtenida de pruebas lentas, sino que dichos círculos cortan a esa línea, indicando una mayor resistencia del suelo. Aparentemente este efecto es contradictorio con respecto a ideas expuestas en el curso de este Capítulo, pero la contradicción desaparece si se toma en cuenta el hecho de que en una prueba rápida-consolidada la muestra está realmente preconsolidada en el instante de falla incipiente, a pesar de que la presión de la cámara que se haya empleado sea mayor que la carga de preconsolidación del suelo, debido a que durante la aplicación del esfuerzo desviador los esfuerzos efectivos en la muestra disminuyen por la aparición de la presión neutral, habiendo estado entonces el suelo sujeto a otros mayores en el final de la primera etapa de la prueba. La sencilla explicación mencionada al hecho experimental descrito es debida al Dr. A. Casagrande y al Prof. S.D. Wilson⁹ y la exposición que sigue está construída siguiendo los lineamientos de esos distinguidos investigadores.

Como se vio al efectuar una prueba lenta con presiones de cámara mayores que la carga de preconsolidación natural del suelo, la envolvente a los círculos de falla resulta una recta (Línea "L") y el ángulo ϕ que esta línea forma con la horizontal puede calcularse con la ecuación:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (11-22)$$

Si los esfuerzos dados por el agua en la cámara son inferiores a la carga de preconsolidación, la envolvente es una curva que se desarrolla arriba de la prolongación de la línea "L", lo cual produce una relación de esfuerzos principales mayor que la dada por la ecuación (11-22).

En la prueba rápida-consolidada los esfuerzos neutrales de la segunda etapa pueden medirse durante la ejecución; ello permite calcular los esfuerzos efectivos en el instante de falla incipiente:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_3 &= \sigma_3 - u \\ \bar{\sigma}_1 &= \bar{\sigma}_3 + p'_c \end{aligned}$$

Es decir, el esfuerzo efectivo $\bar{\sigma}_1$ en el momento de la falla es considerablemente menor que el esfuerzo σ_3 a que la muestra se consolidó

durante la primera etapa, o sea, en realidad la prueba está siendo efectuada, en lo que a la segunda etapa se refiere, sobre un suelo preconsolidado. Por ello no es sorprendente que la relación de esfuerzos principales en la falla resulte mayor que la determinada en prueba lenta.

Para un análisis más serio de lo que ocurre en la muestra durante la etapa de carga axial en una prueba rápida-consolidada, se hace

necesario recurrir al concepto de curva vectorial, que se expone inmediatamente.

Considérese una prueba rápida-consolidada con mediciones de presión neutral. Se trata de analizar la variación de los esfuerzos normales efectivos y los tangenciales durante la aplicación del esfuerzo desviador. Se supone que previamente ha sido determinada la línea "L" del suelo y por lo tanto, se conoce

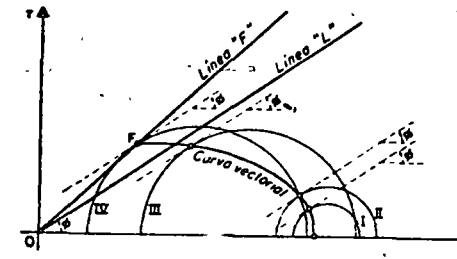


FIG. XII-d.1. Curva vectorial obtenida en una prueba rápida-consolidada

el valor del ángulo ϕ de fricción interna. Si se trazan ahora diversos círculos de esfuerzos efectivos, correspondientes a distintos momentos de la segunda etapa de la prueba, se podrán determinar en cada uno de ellos los esfuerzos normal y cortante actuantes en el plano potencial de falla, simplemente encontrando el punto de tangencia de cada uno con rectas inclinadas al ángulo ϕ ó, alternativamente, trazando por el polo de cada uno líneas a $45^\circ + \phi/2$, como se ilustra en la fig. XII-d.1.

Si esos puntos se unen con una curva continua, se habrá trazado la curva vectorial del suelo en la prueba efectuada. Esta representa el lugar geométrico de los extremos de los vectores cuyas componentes normal y tangencial son los esfuerzos del mismo nombre en el plano potencial de falla. En la fig. XII-d.1 se han trazado cuatro círculos de Mohr. El círculo II se ha escogido de tal manera que su $\bar{\sigma}_1$ sea el máximo alcanzado en la prueba y el círculo IV tiene el mínimo $\bar{\sigma}_1$ alcanzado en la misma. Este último círculo es el de falla y el punto F representa las condiciones de esfuerzo en el plano crítico en el instante en que la falla se produce. Obsérvese la posición relativa de los círculos sucesivos: resulta así debido a que la presión neutral aumenta continuamente, haciendo que los círculos efectivos se desplacen hacia la izquierda, respecto a los correspondientes círculos totales; en el caso de la figura, el esfuerzo efectivo principal mayor en el momento de la falla es inclusive menor que el esfuerzo σ_3 a que fue consolidado el suelo al fin de la primera etapa de la prueba. Esto hace que todos los planos en el espécimen en el instante de falla estén en el intervalo de preconsolidación.

total rápidamente y su volumen ya no disminuyó al aumentar las presiones de cámara una vez alcanzada esa saturación; esto concuerda con el comportamiento de los suelos saturados. Las muestras compactadas con $G_w = 60\%$ no alcanzaron la saturación total dentro del intervalo de presiones reportado y, por ello, siguieron consolidándose en todo

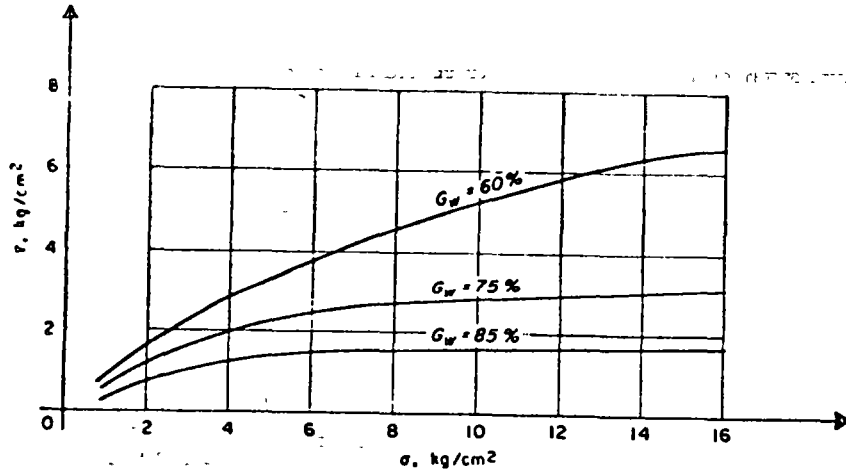


FIG. XII-e. 2. Forma de las envolventes de falla en prueba rápida realizada sobre una arcilla compactada

momento al aumentar las presiones de cámara, con un incremento en el esfuerzo efectivo y en la resistencia exhibida.

En la referencia mencionada en este Anexo podrán verse más datos sobre el comportamiento de los suelos compactados.

ANEXO XII-f

Procedimientos teóricos para estimar la presión neutral desarrollada por un cambio rápido de los esfuerzos totales

En este Anexo se menciona, en primer lugar, una teoría reciente de A.W. Skempton usualmente conocida con el nombre de Teoría de Los Coeficientes A y B de presión neutral.¹¹ Esta teoría tiene por finalidad la determinación de la presión neutral desarrollada en una muestra de arcilla cuando varían los esfuerzos principales totales σ_1 y σ_3 y

es particularmente útil para conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en pruebas rápidas-consolidadas.

Skempton propone la fórmula:

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \tag{12-f.1}$$

como medio para la valuación de u . Los coeficientes A y B , que aparecen en la expresión pueden obtenerse experimentalmente en una prueba rápida-consolidada y $\Delta \sigma_3$ y $\Delta \sigma_1$ se eligen, en general, de manera que representen el cambio de esfuerzos principales que tenga lugar en el problema práctico bajo estudio.

Considérese un elemento de suelo en equilibrio bajo una presión exterior p ejercida en todas direcciones; se considera a la muestra

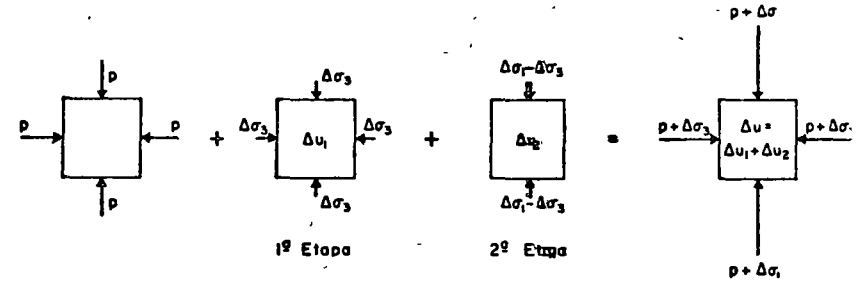


FIG. XII-f.1. Etapas consideradas en la variación de los esfuerzos actuantes en un elemento de suelo

totalmente consolidada bajo esa presión, o sea obra sobre la estructura del suelo. Si los esfuerzos varían se tendrá un incremento $\Delta \sigma_1$ en el esfuerzo vertical y otro, $\Delta \sigma_3$, en el esfuerzo lateral. Estos incrementos de esfuerzo pueden considerarse aplicados en dos etapas (fig. XII-f.1).

En la primera etapa se sujeta al elemento a un incremento de presión $\Delta \sigma_3$, igual en todas direcciones; en la segunda, actúa un esfuerzo desviador $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$. Esos incrementos de esfuerzo exterior producirán en el elemento las presiones neutrales Δu_1 y Δu_2 , respectivamente.

El coeficiente B se define como la relación que existe entre el aumento de presión neutral en la primera etapa y el aumento de esfuerzo exterior en esa etapa:

$$B = \frac{\Delta u_1}{\Delta \sigma_3} \tag{12-f.2}$$

El coeficiente A , análogamente, se define con la expresión:

$$AB = \frac{\Delta u_2}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \tag{12-f.3}$$

Los coeficientes A y B pueden analizarse también teóricamente en la forma que aparece abajo.

En la primera etapa, al aplicar $\Delta\sigma_3$, el esfuerzo efectivo comunicado a la estructura del suelo es:

$$\Delta\bar{\sigma}_3 = \Delta\sigma_3 - \Delta u_1$$

Si c_e representa la compresibilidad de la estructura del suelo, es decir, la deformación volumétrica unitaria por unidad de presión actuante, el decremento de volumen de un volumen V_m de suelo está dado por:

$$\Delta V_m = c_e V_m (\Delta\sigma_3 - \Delta u_1) \quad (12-f.4)$$

Por otra parte, si c_f es la compresibilidad del conjunto fluido, agua + aire, que ocupa los vacíos del suelo y n es la porosidad de éste, el mismo decremento ΔV_m podrá también expresarse:

$$\Delta V_m = c_f n V_m \Delta u_1 \quad (12-f.5)$$

Pues lo que la masa de suelo se comprime debe ser precisamente lo que se comprima el conjunto agua + aire que ocupa sus vacíos.

Igualando (12-f.4) y (12-f.5) se obtiene:

$$c_e (\Delta\sigma_3 - \Delta u_1) = c_f n \Delta u_1$$

$$\therefore B = \frac{\Delta u_1}{\Delta\sigma_3} = \frac{1}{1 + n \frac{c_f}{c_e}} \quad (12-f.6)$$

En suelos totalmente saturados c_f es mucho menor que c_e , pues el agua es prácticamente incompresible, por lo que B debe resultar igual a 1. Esta predicción teórica concuerda con los resultados experimentales considerados en el Anexo XII-e de este Capítulo. Por el contrario, en un suelo totalmente seco c_f es mucho mayor que c_e , pues el aire es mucho más compresible que la estructura del suelo, por lo que B debe resultar muy cercano a cero. En suelos parcialmente saturados B varía entre cero y uno, dependiendo del grado de saturación. Skempton reporta una arcilla en que, para $G_w < 80\%$, el coeficiente B se mantiene menor que 0.2, pero para grados de saturación arriba del 80%, la variación se hace muy abrupta, creciendo B muy rápidamente.

El cambio de presión neutral durante la segunda etapa de aplicación del esfuerzo desviador (fig. XII-f.1) puede también analizarse teóricamente. Los incrementos de esfuerzos efectivos debidos al esfuerzo desviador son:

$$\Delta\bar{\sigma}_1 = (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - \Delta u_2$$

$$\Delta\bar{\sigma}_3 = 0 - \Delta u_2 \quad (12-f.7)$$

En donde Δu_2 es, como ya se dijo, el incremento de presión neutral en la segunda etapa de variación de los esfuerzos actuantes sobre el elemento de suelo.

Si se supone momentáneamente que el suelo se comporta según la Teoría de la Elasticidad el decremento de volumen de la estructura del suelo debido a los anteriores esfuerzos efectivos será:

$$\Delta V_m = c_e V_m \frac{1}{3} (\Delta\bar{\sigma}_1 + 2\Delta\bar{\sigma}_3)$$

$$\therefore \Delta V_m = c_e V_m \frac{1}{3} [(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - 3\Delta u_2]$$

Por otra parte el decremento de volumen del compuesto agua + aire, igual al anterior, será:

$$\Delta V_m = c_f n V_m \Delta u_2$$

Igualando:

$$\Delta u_2 = \frac{1}{3} \frac{1}{1 + n \frac{c_f}{c_e}} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

O sea:

$$\Delta u_2 = \frac{1}{3} B (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (12-f.8)$$

Pero el comportamiento de los suelos no es acorde con la Teoría de la Elasticidad, en general, por lo que la ecuación (12-f.8) debe modificarse, pudiéndose escribir en la forma:

$$\Delta u_2 = BA (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (12-f.9)$$

Donde un coeficiente A sustituye al valor 1/3, apartándose de tal valor tanto más cuanto el suelo se aparte del comportamiento elástico. El coeficiente A debe determinarse experimentalmente.

El incremento total de presión neutral será, por lo tanto:

$$\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_2 = B\Delta\sigma_3 + BA (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

$$\therefore \Delta u = B [\Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (12-f.10)$$

Que es la ecuación que se escribió al principio de este Anexo.

Para el caso de suelos totalmente saturados la ecuación (12-f.4) se reduce a:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (12-f.10)$$

Para un suelo dado el coeficiente A varía con los esfuerzos y las deformaciones. En la Tabla 12-f.1 aparecen algunos valores experimentales de A , medidos en el instante de la falla de muestras del suelo mencionado.

TABLA 12-11

TIPO DE ARCILLA	A
Arcillas de alta sensibilidad	1/2 a 1 1/2
Arcillas normalmente consolidadas	1/2 a 1
Arcillas arenosas compactadas	1/2 a 1/2
Arcillas ligeramente preconsolidadas	0 a 1/2
Gravas arcillosas compactadas	-1/2 a 1/2
Arcillas fuertemente preconsolidadas	-1/2 a 0

Los valores de *A* concuerdan razonablemente con las discusiones establecidas en este Capítulo. Por ejemplo, en el caso de arcillas de alta sensibilidad, la degradación de la estructura bajo deformación hace que se desarrollen presiones neutrales altas e inclusive mayores que el esfuerzo desviador aplicado, por lo que $A(\Delta u/\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ deberá ser o cercano a 1 o aún mayor, como resulta en la experiencia. En el caso de arcillas fuertemente preconsolidadas, en el otro extremo, la deformación bajo el esfuerzo desviador libera en la estructura capacidad de expansión, por lo cual la presión neutral generada resulta tensión, lo que da valores negativos para *A*.

D.J. Henkel¹² propone otra expresión para estimar la presión neutral desarrollada en una masa de arcilla al variar el estado de esfuerzos a que se encuentra sometida. Esta expresión tiene la ventaja sobre la de Skempton de que toma en cuenta el valor del esfuerzo principal intermedio.

La ecuación de Henkel para Δu está en función del promedio de la variación de los esfuerzos normales y de la variación de los esfuerzos cortantes y tiene la forma:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} + \frac{a}{3} \Delta \left[\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \right] \quad (12-f.11)$$

o más brevemente

$$\Delta u = \Delta\sigma + a\Delta\tau \quad (12-f.12)$$

Donde σ_1, σ_2 y σ_3 son los esfuerzos principales totales, *a* es un parámetro que mide la contribución de los esfuerzos cortantes al des-

arrollo de la presión neutral y σ y τ son los esfuerzos normal y cortante octaédricos, definidos por las expresiones

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (12-f.12)$$

$$\tau = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

Como ya se indicó (Anexo XI-a), los esfuerzos octaédricos así definidos representan físicamente a los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el plano octaédrico, que es aquel que posee la misma inclinación respecto a las tres direcciones principales de esfuerzo.

Debe notarse que en la expresión de Henkel, el valor de *a* depende también del grado de preconsolidación de la arcilla, pero en este caso el autor no ha proporcionado intervalos de variación del parámetro.

Por su parte, Juárez Badillo ha propuesto una teoría que también permite estimar la presión de poro desarrollada dentro de un espécimen en una cámara triaxial. Esta teoría hace uso de dos parámetros, que él denomina α y β , razón por la cual y tomando como antecedente la teoría de Skempton atrás descrita, dicha teoría puede ser llamada *Teoría de los coeficientes α y β* . Primeramente se expondrá este trabajo para suelos normalmente consolidados y posteriormente se extenderá a suelos preconsolidados.¹³

La teoría ha sido desarrollada en función de los esfuerzos normal y tangencial octaédrico recién definidos por la ec. 12-f.12 y de un parámetro adicional ν , denominado *factor de distribución de esfuerzos cortantes*, que permite definir el estado de esfuerzos en un punto de la masa de suelo. El concepto involucrado en ν no se describirá a fondo en este lugar, porque en una prueba triaxial estándar permanece constante; baste decir que ν depende de la posición relativa del esfuerzo principal intermedio (σ_2) respecto a los otros dos esfuerzos principales. Así ν es constante en pruebas triaxiales de compresión, donde $\sigma_2 = \sigma_3$ siempre y es también constante, aunque con otro valor, en pruebas de extensión, en que siempre se cumple $\sigma_2 = \sigma_1$.

Imagínese un espécimen de arcilla saturada, normalmente consolidada bajo un esfuerzo isotrópico, en la cámara σ_c . Si ahora se aumenta el esfuerzo exterior en una magnitud igual en todas direcciones, el incremento en la presión de poro será igual a ese incremento en el esfuerzo exterior (ya que la compresibilidad del agua es prácticamente nula comparada con la de la estructura de la arcilla). En este caso se tiene que:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = \Delta\sigma$$

es decir el incremento de presión de poro es igual al incremento de presión octaédrica.

Imagínese ahora que el incremento de esfuerzo se efectúa únicamente en la dirección vertical. Este caso es el más usado en pruebas triaxiales de compresión. Ahora al aumentar el esfuerzo axial aumentan tanto el esfuerzo normal octaédrico como el esfuerzo cortante octaédrico. La presión de poro puede pensarse como constituida de dos partes. La primera parte corresponde al aumento en presión normal octaédrica y será igual en magnitud a dicho incremento. La segunda parte, en esta teoría, no es atribuible directamente al esfuerzo cortante octaédrico, como sucede en la expresión propuesta por Henkel, sino que se atribuye al efecto de σ_c actuando ahora en una estructura deformada angularmente por efecto de los esfuerzos cortantes. En otras palabras, al deformarse angularmente la muestra de arcilla por efecto del esfuerzo octaédrico actuante, su capacidad para soportar el esfuerzo isotrópico σ_c se supone disminuida en tal forma que el agua tiene que ayudar a dicha estructura a soportar parte de σ_c . Conforme la prueba triaxial progresa mayores serán los esfuerzos cortantes y mayor ayuda deberá prestar el agua a soportar σ_c . Así, en la falla, una parte de σ_c , tal como $\alpha\sigma_c$ (con $\alpha < 1$) ha sido transferida de la estructura al agua. Entonces en el momento de la falla la expresión que da Δu podrá ponerse:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c \quad (12-f.13)$$

Como en el caso de la prueba descrita:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \quad (12-f.14)$$

ya que ahora $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ y $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$, pues sólo se incrementó el esfuerzo axial vertical, puede, por tanto, escribirse:

$$\Delta u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} + \alpha\sigma_c \quad (12-f.15)$$

En la teoría descrita se hace ahora la hipótesis de que σ es una constante física del material, independiente de σ_c . La génesis de la hipótesis es principalmente la intuición de su autor.

El primer sumando del segundo miembro de la expresión 12-f.15 cambiará cuando cambie la forma de efectuar la prueba; por ejemplo, hoy es frecuente sobre todo en trabajos de investigación, realizar pruebas de compresión triaxial disminuyendo los esfuerzos laterales sobre

el espécimen y dejando el axial constante. En tal caso la expresión 12-f.15 se transformará en:

$$\Delta u = -\frac{2}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) + \alpha\sigma_c \quad (12-f.16)$$

Ya que en este caso $\Delta\sigma_1 = 0$ y $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = -(\sigma_1 - \sigma_3)$

La teoría en estudio propone además una expresión para la presión de poro en cualquier instante del proceso de carga de la prueba; esta expresión contiene a una función correctora a la que se ha llamado función de sensibilidad y puede escribirse:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c y \quad (12-f.16)$$

donde y es la función de sensibilidad que debe ser nula al iniciar la prueba, cuando la muestra no ha sufrido distorsión alguna e igual a 1 en el instante de la falla. Se propone para y la forma:

$$y = \left(\frac{\tau}{\tau_f}\right)^\beta \quad (12-f.17)$$

donde τ_f es el esfuerzo cortante octaédrico en el instante de la falla, τ el mismo en cualquier instante anterior y β es un segundo coeficiente constante, que depende de características físicas del material. Puede demostrarse que en una prueba triaxial.

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (12-f.18)$$

donde $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ representa la diferencia entre los esfuerzos principales máximo y mínimo en el momento de la falla. En esta teoría se ha considerado como momento de la falla aquel en que τ alcanza el valor máximo en el proceso de carga. Introduciendo las expresiones 12-f.17 y 12-f.18 en la (12-f.16), se obtiene:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta \quad (12-f.19)$$

La anterior es la expresión general que proporciona la teoría para arcillas normalmente consolidadas.

En la práctica, al efectuar una prueba rápida-consolidada, midiendo la presión de poro en la falla de un espécimen de arcilla normal-

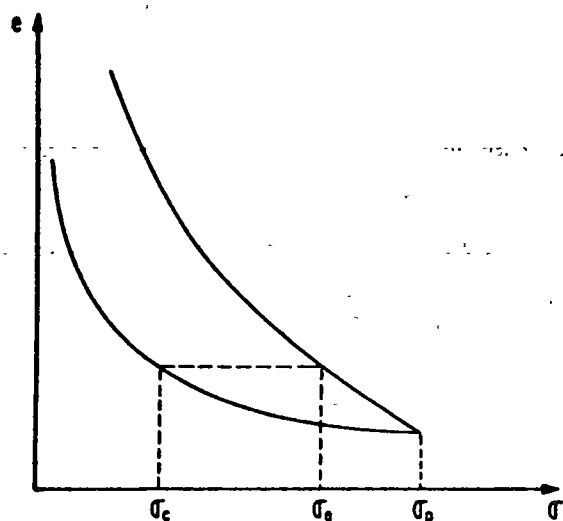


FIG. XII-f.2. Ilustración del concepto de presión octaédrica equivalente de consolidación

mente consolidada, puede conocerse el coeficiente α , despejándolo de la expresión 12-f.13, utilizando valores en la falla. Posteriormente, puede estimarse β , utilizando valores de Δu y de los esfuerzos principales en un momento anterior a la falla, siendo recomendable escoger tal instante en la zona media del proceso de carga. Una vez conocidos α y β , la fórmula 12-f.19 permite estimar Δu en cualquier otra prueba rápida-consolidada en que no se haya medido la presión de poro.

En suelos preconsolidados la teoría se extiende teniendo como base las ideas adicionales siguientes:

— El hecho de que durante un proceso de descarga desde la presión σ_p (carga de preconsolidación) a la σ_c (que se supone menor, naturalmente), la relación de vacíos del espécimen no recupere su valor correspondiente al tramo virgen, sino que alcanza uno menor, puede interpretarse como si una parte de la energía de consolidación debida al decremento de presión hidrostática $\sigma_p - \sigma_c$ es retenida por el suelo, cuando el esfuerzo σ disminuye de σ_p a σ_c . Si se define (fig. XII-f.2) la presión octaédrica equivalente de consolidación, σ_e , como la presión que produce en la rama virgen de la curva de compresibilidad la misma relación de vacíos que σ_c en la rama de descarga, al pasar el valor de σ de σ_p a σ_c , la diferencia $\sigma_e - \sigma_c$ puede considerarse como una medida relativa de la energía de consolidación retenida por la estructura del suelo en la descarga.

Esta definición es similar, aunque no idéntica, a la presión equivalente de consolidación definida previamente por Hvorslev¹⁴.

— Un incremento en el esfuerzo cortante octaédrico afecta la estructura del suelo en tal forma que una parte de $\sigma_e - \sigma_c$ es liberada por dicha estructura y transferida al agua en forma de tensión de poro, en pruebas a volumen constante. La energía liberada puede representarse por el producto $\alpha(\sigma_e - \sigma_c)$, en el instante de la falla, en el cual α es un coeficiente constante entre cero y uno; en la ref. 15 el autor de esta teoría expuso que el valor de α recién introducido debería de ser diferente del que aparece en la fórmula 12-f.13, pero posteriores investigaciones aún no publicadas tienden a convencerlo de que ambos coeficientes constantes son en realidad el mismo.

Así, ahora la magnitud de la presión de poro en la falla puede considerarse constituida por tres sumandos; el primero, debido al incremento del esfuerzo normal octaédrico; el segundo, debido a un efecto de perturbación estructural, supuesto el suelo normalmente consolidado y el tercero, al efecto de preconsolidación descrito anteriormente. Por lo tanto, la expresión general para Δu en el instante de la falla será:

$$\Delta u = \Delta \sigma + \alpha \sigma_e - \alpha_p (\sigma_e - \sigma_c) \quad (12-f.20)$$

Esta es la expresión que aparece en la ref. 15, en donde inclusive el coeficiente α se supone distinto en el segundo y en el tercer término del segundo miembro; α se consideraba en dicha referencia igual al obtenido para el caso en que el suelo fuese normalmente consolidado. Investigaciones posteriores no publicadas del autor de esta teoría, lo condujeron a pensar que:

$$\alpha = \alpha_p$$

Y ambos coinciden con el coeficiente que rige el caso de suelos normalmente consolidados, ya que no parece lógico suponer coeficientes diferentes para cuantificar la perturbación de una misma estructura de suelo. Por otra parte, también se considera que el término $\alpha \sigma_e$ debe modificarse por un factor reductor, ya que el suelo preconsolidado posee una estructura más resistente que el normalmente consolidado. Para encontrar este factor reductor puede pensarse que el suelo bajo una presión isotrópica σ_c realmente está consolidado a la presión equivalente σ_e por lo que parece permisible aceptar que el factor reductor debe ser precisamente el cociente de estas presiones; es decir, σ_c/σ_e .

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_e}$$

En consecuencia, en definitiva, la fórmula 12-f.20 puede ponerse:

$$\Delta u = \Delta \sigma + \alpha \sigma_c \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - \alpha (\sigma_e - \sigma_c)$$

lo que conduce a:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_c} + \alpha \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - \alpha \frac{\sigma_e - \sigma_c}{\sigma_c}$$

y

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_c} - \alpha \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - 1 \right) \quad (12-f.21)$$

Para el proceso de carga, el segundo sumando del segundo miembro deberá multiplicarse por la función de sensibilidad; suponiéndola, como antes, igual a $(\tau/\tau_f)^\beta$ y tomando en cuenta que en las pruebas triaxiales estándar:

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$$

Se puede finalmente escribir la expresión general para obtener la presión de poro en cualquier instante del desarrollo de una prueba triaxial en un suelo remoldeado, saturado, normalmente consolidado o preconsolidado:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_c} - \alpha \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - 1 \right) \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta \quad (12-f.22)$$

Para el momento de la falla la expresión anterior se reduce a la (12-f.21), por lo ya dicho. Además, para suelos normalmente consolidados, $\sigma_e = \sigma_c$ y la expresión 12-f.22 se reduce a la (12-f.19).

En la práctica es preciso hacer una prueba triaxial rápida-consolidada para calcular α y β , tal como se describió; para ello podrá usarse una muestra normalmente consolidada. Nótese que por tratarse de un suelo remoldeado y consolidado isotrópicamente la diferencia entre una muestra normalmente consolidada y una preconsolidada, estrabará únicamente en el valor de la presión σ_c que se aplique en la primera etapa de la prueba triaxial; si σ_c es menor que la presión isotrópica utilizada para consolidar el espécimen, éste será preconsolidado; en caso contrario será normalmente con-

solidado. Además será preciso conocer el valor de σ_e para cada valor de σ_c , si se quiere aplicar la fórmula (12-f.22); esto requiere obtener la curva de compresibilidad de la arcilla remoldeada, incluyendo su tramo de expansión.

En un trabajo posterior¹⁷ Juárez Badillo encontró una relación teórica que permite calcular σ_e/σ_c como función del grado de consolidación σ_p/σ_c , haciendo uso de un coeficiente ρ , llamado relación expansión-compresibilidad, característico del material y que es constante e independiente del nivel de esfuerzos que se use en la prueba. Dicha relación es:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_c} \right)^{1-\rho} \quad (12-f.23)$$

El coeficiente ρ se calcula con lineamientos que aparecen en la mencionada ref. 17.

ANEXO XII-g

Efecto del lavado en la compresibilidad y resistencia de arcillas marinas normalmente consolidadas

En el presente anexo se tratan brevemente las ideas que sobre el efecto de lavado por agua dulce de infiltración en las arcillas depositadas en agua de mar han sido expuestas por el Dr. L. Bjerrum en la ref. 13. En ese lugar, estas ideas se aplican a un cierto tipo de arcillas noruegas, pero se incluyen en el anexo ya que los autores de este libro consideran que poseen una generalidad que las hace conceptualmente aplicables a otros muchos casos en que se tenga que trabajar con arcillas depositadas en aguas saladas o salobres.

Cuando una arcilla se sedimenta en agua salada y se consolida bajo su peso propio únicamente, sus propiedades ingenieriles dependen de un cierto número de factores que la pueden afectar en épocas subsecuentes de su vida geológica. Uno de los más importantes de esos factores es el efecto del lavado, causado por un flujo lento de agua dulce que tenga lugar a través de los sedimentos marinos. El flujo de agua dulce puede producirse, por ejemplo, por artesianismo proveniente de un estrato permeable bajo el depósito arcilloso o por la existencia de grietas y fisuras en una roca subyacente a la arcilla, en la que haya agua libre sujeta a carga hidráulica. El hecho importante es que el depósito de arcilla esté sujeto a un flujo de agua, que sería ascendente en los ejemplos citados arriba. El flujo lento de agua a través de la arcilla no produce, por sí mismo, ningún cambio en las características mecánicas del material,

pero si el agua que fluye es dulce, en tanto que la preexistente en los huecos de la arcilla es salada, ocurre una substitución gradual del agua salada por dulce; a este fenómeno se le denomina *lavado de la arcilla* y tiene un efecto importante en las características de la arcilla, transformando la arcilla normalmente consolidada ordinaria, en una arcilla de alta sensibilidad (quick clay).

Los efectos del lavado sobre las propiedades ingenieriles de la arcilla original (sedimentada en algunas aguas saladas) son varios. Uno de ellos es la reducción de su límite líquido y su índice de plasticidad, a causa de la disminución de la concentración del complejo catiónico en la atmósfera de adsorción del cristal, que naturalmente es más exigua en el agua dulce, según se desprende de lo expuesto en el Anexo II-a; de esta manera, el lavado aunque no modifica substancialmente la distribución estructural del material sólido, ha dado lugar a la formación de una nueva arcilla. Esta arcilla, si se hubiera formado desde un principio en agua dulce sería, según lo manifiesta el propio Bjerrum, menos compresible que la formada en agua salada; este hecho, por otra parte, es lógico, pues la arcilla formada en agua dulce tendría sus cristales con menores atmósferas de adsorción y, por ende, exhibiría menor compresibilidad. La arcilla original tenía un contenido de agua del orden del límite líquido, lo cual es la característica común y distintiva de las arcillas normalmente consolidadas, como se ha supuesto que lo estaba; el lavado, al no modificar la estructura de la arcilla, dejó el contenido de agua prácticamente el mismo, pero la arcilla lavada tiene un menor límite líquido, por lo que la nueva arcilla ha quedado, por así decirlo, o sub-consolidada. Esto conduce a que la arcilla lavada adquiere consistencia semi-líquida o líquida al ser remoldeada, por lo que su sensibilidad habrá aumentado grandemente respecto a la arcilla original, al grado que si ésta tenía valores de sensibilidad de 10, por ejemplo, la lavada tendrá valores que pueden llegar a las centenas. Esta característica notable es lo que distingue a este tipo de arcillas.

La resistencia en pruebas rápidas de la arcilla lavada suele ser del orden de la mitad de la de la arcilla marina original; ello puede explicarse al considerar que el someter a esfuerzos cortantes la arcilla lavada, la presión de poro en el agua intersticial será mayor que la producida en la arcilla original, a causa de su mucho mayor sensibilidad (párrafo XII-6).

El cambio en compresibilidad de la arcilla al lavarse se puede estudiar con base en la fig. XII-g.1, también presentada originalmente por Bjerrum.

La curva *A* de la figura es la compresibilidad de la arcilla marina original, tanto en su trazo lleno como en el punteado. La curva *B*

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE Y PRESION VERTICAL (Esc. log.)

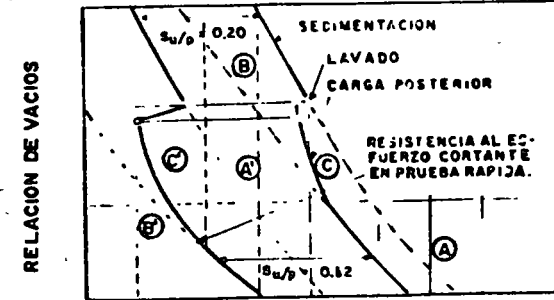


FIG. XII-g.1. Efecto de lavado sobre la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas marinas

es la de compresibilidad de la misma arcilla si se hubiese depositado en agua dulce, en vez de en agua salada; nótese que la parte de trazo discontinuo de dicha curva es hipotética y corresponde a una concepción básica de Bjerrum. La curva *C* representa el comportamiento de la arcilla marina lavada, cuando se la sujeta a incrementos adicionales de carga; el comportamiento de la arcilla va de la curva *A* a la *B* a través de un tramo de muy fuerte pendiente; es decir que para incrementos de carga adicionales a la carga existente en el momento del lavado, la nueva arcilla sufre fuerte disminución de volumen, por lo que, para estos incrementos de carga, la compresibilidad de la arcilla es mucho mayor que la de la arcilla original. Nótese que una vez salido de este tramo de fuerte pendiente, para incrementos posteriores de carga, la compresibilidad de la nueva arcilla es similar o aún menor que la de la arcilla original. Para fines prácticos prevalece el hecho importante de que para los primeros incrementos de carga adicionales a la carga original de consolidación *in situ* de la arcilla, la curva de compresibilidad es la *C*, lo que hace que una arcilla lavada sea de peligro, si sobre ella ha de colocarse una carga por encima de la que tuviese en el momento en que fue lavada.

En la fig. XII-g.1 se ha supuesto una pequeña disminución de la relación de vacíos de la arcilla por este efecto del lavado.

En la misma figura se ilustra también el efecto de disminución de la resistencia de la arcilla lavada, comparada con la de la arcilla original (curvas *A'*, *B'* y *C'*). La representación es similar a la usada para explicar el cambio en compresibilidad. El uso de la resistencia de la arcilla de la curva *A'* a la *B'* mide la disminución de dicha resistencia; nótese que el hecho del lavado reduce la resistencia de por sí y desde ese punto en adelante, la resistencia aumenta lenta-

mente por efecto de la consolidación adicional, hasta llegar a la curva B' .

En la parte final del trazo lleno de la curva A' , Bjerrum, considera para el caso especial de las arcillas noruegas, la existencia de una pequeña presión de poro, según él debida a un levantamiento isostático de la Península Escandinava; ésto produce la pequeña disminución en la presión efectiva que aparece en la figura. En general, este efecto es irrelevante en relación con los conceptos que aquí se discuten y la curva C partirá precisamente del último punto del trazo lleno de la curva A .

ANEXO XII-h

Efecto de la consolidación secundaria en la compresibilidad y resistencia de las arcillas

En este anexo se presentan las ideas y resultados de los estudios a que llegó en Noruega L. Bjerrum sobre el efecto de la consolidación secundaria en la compresibilidad y en la resistencia de las arcillas¹⁾. El trabajo que se comentará, aunque está referido a arcillas noruegas, contiene principios básicos de interés general para todo tipo de suelos finos, hacia los que se enfocará predominantemente la atención de estas páginas.

Considérese la etapa de sedimentación de una arcilla en agua; la estructura se irá consolidando, según se forma, bajo el peso creciente de los sedimentos suprayacentes; esta consolidación ocurre en muchas arcillas aún en épocas posteriores a la disipación de las presiones neutrales en exceso de la hidrostática, originadas durante el proceso de sedimentación. Esta consolidación bajo esfuerzo efectivo constante puesto que el proceso de depósito ha terminado y la consolidación primaria ya terminó también, constituye un fenómeno de consolidación secundaria o diferida, como Bjerrum prefiere decir haciendo una distinción un tanto sutil entre ambos términos.

En el caso de estas arcillas que presentan una intensa consolidación secundaria, las características de compresibilidad ya no pueden definirse con una sola curva $e - \bar{p}$, sino con una familia, como se ilustra en la fig. XII-h.1.

En la gráfica cada una de las líneas representa lo que Bjerrum llama la *relación de vacíos de equilibrio*, para diferentes valores de la presión vertical efectiva a distintos tiempos de acción de la carga vertical. Así, la figura postula, una relación única entre e , \bar{p} y el tiempo en que esta última haya actuado. También aparece en la

misma gráfica una curva que representa la resistencia en prueba rápida, en función de la relación de vacíos, que combinada con las diferentes curvas de compresibilidad, proporciona la resistencia al esfuerzo cortante que corresponde a una presión vertical efectiva actuante durante un lapso determinado. Nótese que con esta combinación puede encontrarse el aumento de resistencia que se produce cuando la relación de vacíos disminuye por consolidación secundaria, lo cual ha sido verificado experimentalmente con suficiente grado de seguridad por diferentes investigadores (Taylor, Ladd, Osterman, Schmertmann, etc.). El mecanismo de la gráfica para apreciar tal aumento de resistencia es el siguiente; supóngase que la presión efectiva por peso propia de la arcilla subyacente es p_0 , a la que corresponde una relación de vacíos e_d cuando no ha transcurrido tiempo en que pueda tener lugar la consolidación secundaria (fin de la etapa de depósito); la resistencia en prueba rápida en estas condiciones es s_d . Si, por otra parte, pasan 3,000 años bajo la presión efectiva señalada, por efecto de la consolidación secundaria, la relación de vacíos habrá disminuido al valor e_c , al cual corresponde una nueva resistencia, s_c . Este efecto de aumento de resistencia es comprensible si se piensa en que la arcilla llega por consolidación secundaria a una configuración más estable en su estructura, lo que conduce al desarrollo de menores presiones de poro en el instante de la falla.

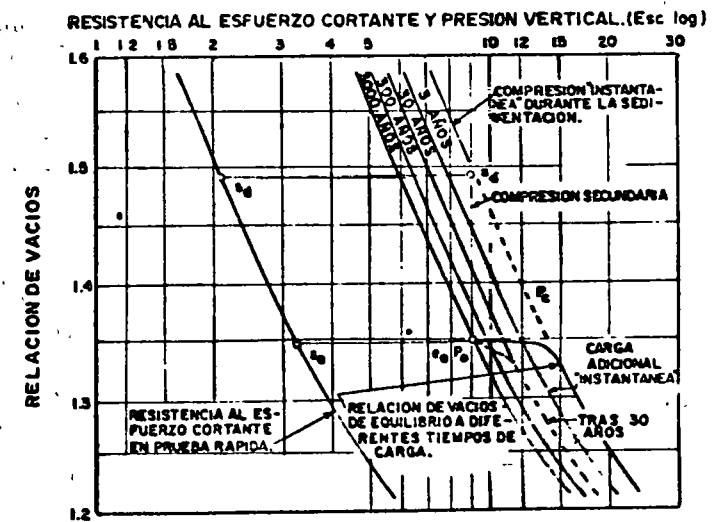


FIG. XII-h.1. Efecto de la consolidación secundaria en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas

Lógico también resulta el que al incrementarse la carga, la estructura presente mayor resistencia a disminuir de volumen si ha sufrido consolidación secundaria, que si no. El comportamiento de una arcilla que ha sufrido consolidación secundaria es el de un suelo preconsolidado. Esto es cierto hasta un valor crítico de la presión, p_c , más allá del cual el comportamiento de la arcilla vuelve a ser el correspondiente a la consolidación normal. El valor de la presión crítica puede tomarse, en la práctica como el correspondiente a la de la relación de vacíos del suelo sobre la curva de compresibilidad en la condición de no existencia de consolidación secundaria; este valor se ilustra en la figura que se ha venido comentando. Como las curvas $e - \bar{p}$, en escala logarítmica la última, pueden considerarse paralelas para los diferentes tiempos, la relación p_c/\bar{p} es aproximadamente igual en todo el espesor de un depósito de arcilla normalmente consolidada; es decir, la presión crítica es proporcional a la presión efectiva actuante. Por supuesto, el comportamiento de la arcilla preconsolidada, para el caso en pequeñas sobrecargas, se refiere sólo a la consolidación primaria de la arcilla bajo dichas sobrecargas. Al paso del tiempo se tendrá consolidación secundaria debido al incremento de carga y el efecto de preconsolidación tenderá a degenerar hasta una arcilla normalmente consolidada. Una estimación de la magnitud de esta consolidación secundaria puede obtenerse de las curvas de compresibilidad para los diferentes tiempos. En la figura aparece como ilustración, con línea discontinua, la curva que podrá esperarse para diferentes incrementos de carga después de que cada uno de ellos ha actuado 30 años, adicionalmente a la presión porque ha actuado 3,000 años. Si el incremento de carga actuara 3,000 años el efecto de preconsolidación dejaría de funcionar por completo. Lo anterior lleva a la conclusión práctica de que el efecto de preconsolidación por consolidación secundaria será relevante sólo en aquellos depósitos de arcilla cuya edad sea grande en comparación con la vida útil de la estructura que producirá el incremento de carga en el depósito arcilloso.

Bjerrum, tomando en cuenta las anteriores ideas propone el siguiente método para el cálculo de asentamiento en arcillas que presentan fuerte consolidación secundaria. En primer lugar, las pruebas de consolidación estándar proporcionarán el valor de la presión crítica p_c y el valor del índice de compresibilidad C_c . Supóngase ahora que el incremento de carga Δp mayor que $p_c - p_o$. En este caso el cálculo de Δe debido al incremento Δp , si este incremento actuara por un tiempo igual al de la edad del depósito, se haría:

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad (10-1)$$

Lo anterior equivale a usar la curva de compresibilidad de 3,000 años. Esto es lo que Bjerrum llama la *compresión total*. Por otra parte, la *compresión instantánea* o sea la que se tiene una vez que la consolidación primaria ha tenido lugar, puede estimarse calculando e con la ecuación:

$$\Delta e = C_c \frac{\log p_c + [\Delta p - (p_c - p_o)]}{p_c}$$

lo que equivale a despreciar la compresión debido a $p_c - p_o$ y usar sólo la parte Δp que excede este valor, utilizando la curva de *compresión instantánea* de la misma figura.

En el caso de que Δp sea menor que $p_c - p_o$, la *compresión total* podrá calcularse con la misma expresión (10-1) mientras que la *compresión instantánea* será despreciable.

Las ideas anteriores permiten así, una vez calculada Δe , estimar la magnitud del asentamiento debido a consolidación secundaria, siempre y cuando se cuente con el dato de la *edad* del depósito compresible.

De observaciones de hundimiento de edificios cimentados en arcillas noruegas, Bjerrum finalmente concluye que parece razonable que para evitar asentamientos excesivos durante la vida útil de los edificios el incremento de carga Δp aplicado al estrato compresible no debe exceder $1/2 (p_c - p_o)$.

ANEXO XII-i

Efecto del intercambio de cationes y de agentes cementantes en la compresibilidad y resistencia de las arcillas

En este anexo se presentan las ideas que sobre el efecto del intercambio de cationes y de agentes cementantes en la compresibilidad y resistencia de las arcillas ha presentado el Dr. L. Bjerrum en la ref. 13. Aunque estas ideas fueron expuestas por el citado investigador con relación a las arcillas noruegas, la esencia de ellos se considera aplicable a las arcillas en general.

En el Capítulo II ya se ha descrito con cierta amplitud el importante papel que juega el complejo catiónico en la atmósfera de adsorción de las partículas de una estructura de minerales de arcilla sobre sus propiedades ingenieriles. En el caso de las arcillas marina las partículas de arcilla están inicialmente saturadas de cationes de

sodio. Si el tipo y la cementación de los cationes adheridos a las partículas cambia, ello puede modificar radicalmente la plasticidad, la resistencia y la compresibilidad de dichas arcillas.

Los experimentos del Dr. L. Bjerrum consistieron en saturar con diferentes cationes muestras de arcilla marina remoldeada. Los cationes originales de las muestras eran de sodio. Dichos cationes fueron sustituidos por cada uno de los que aparecen en la Tabla 12-i.1. Posteriormente se determina el índice plástico de la nueva arcilla, así como su compresibilidad y resistencia en prueba rápida, a un contenido de agua prácticamente igual al natural de la arcilla (48% en las pruebas realizadas). Los resultados de estas pruebas indicaron claramente que, según se muestra en la tabla citada, el índice plástico, y la resistencia aumentaron según el orden de los cationes mostrados. Asimismo, la compresibilidad disminuyó según el orden de los cationes enlistados.

TABLA 12-i.1

Tipo de catión	Origen posible	Efecto sobre la arcilla probada	
		I_p	S_v en estado remoldeado, ton/m ²
H ⁺	Agua. Producto de la descomposición de materia orgánica	7.5	<0.01
Na ⁺	Agua de mar	16.4	0.11
Ca ⁺⁺	Agua de mar. Fósiles	16.7	0.15
Mg ⁺⁺	Agua de mar. Desintegración de clorita	17.9	0.13
Al ⁺⁺⁺	Desintegración de clorita y feldespato	21.6	0.42
Fe ⁺⁺ y Fe ⁺⁺⁺	Desintegración de clorita	22.4	0.21
K ⁺	Agua de mar. Desintegración de feldespato y mica	22.7	0.29

La resistencia estructural de la arcilla depende pues de sus condiciones ambientales; el factor básico que gobierna la estabilidad química de los minerales de arcilla es el valor del potencial hidrógeno (pH) de su carga intersticial. Así, cualquier cambio que reduzca aquel, aumenta la velocidad de desintegración de los minerales y viceversa.

En la fig. XII-i.1 se ilustra la variación de la compresibilidad y de la resistencia de una arcilla normalmente consolidada, marina, en la que los cationes Na⁺ han sido substituidos por iones de orden superior (en relación a la Tabla 12-i.1).

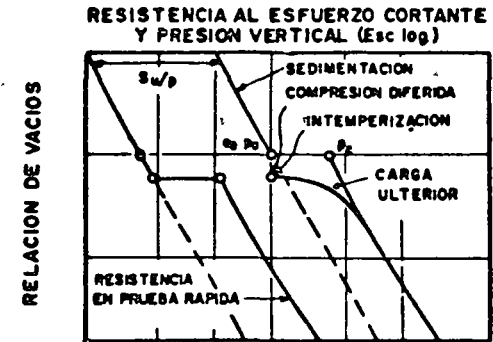


FIG. XII-i.1. Efecto del intercambio catiónico en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de arcillas normalmente consolidadas

Conforme el I_p y la resistencia de la arcilla crecen, se desarrolla una resistencia adicional a la deformación volumétrica bajo ulteriores incrementos de carga. La arcilla ha desarrollado una presión crítica p_c y si los incrementos adicionales de la carga no exceden este valor, la deformación volumétrica bajo ellos será muy pequeña. Por otra parte, si el incremento de carga excede de dicho valor, la arcilla se comprime según una nueva curva de compresibilidad e -log p , que corresponde al nuevo material, más plástico.

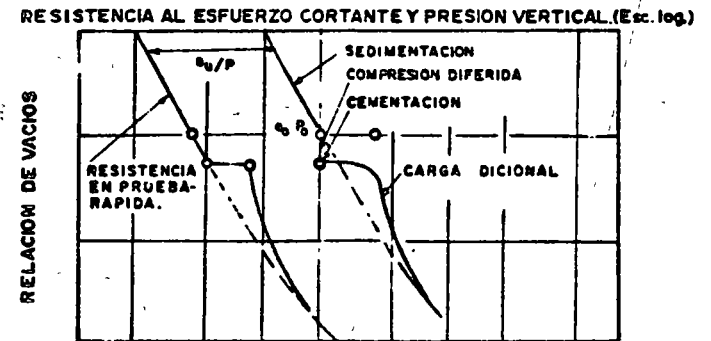


FIG. XII-i.2. Efecto de la cementación en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas

Otro factor que modifica la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas y que también discute Bjerrum en la ref. 13, es el de la precipitación de agentes cementantes químicamente

estables, constituidos a partir de ciertos agentes químicos solubles, tales como materia orgánica, carbonatos, yeso, aluminio y compuestos de hierro, que bajo ciertas condiciones dan lugar a los primeros; estos cementantes poseen considerable resistencia. El efecto de esta precipitación de cementantes está limitado a reforzar las ligas estructurales de la arcilla, sin afectar a la arcilla misma. En la fig. XII-i.2 se ilustra el efecto de la cementación sobre la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas.

Puede observarse que el efecto de la cementación es desarrollar una presión crítica, p_c , mayor que la presión vertical efectiva actuante en la arcilla, de tal manera que para incrementos de carga que no la excedan, la muestra presenta compresibilidad prácticamente despreciable, pero incrementos ulteriores, más allá de la presión crítica, harán que la muestra se comprima mucho y con la característica de que su curva de compresibilidad tiende a la curva original de la arcilla, antes de la precipitación de los cementantes, por lo que para incrementos de carga que excedan bastante el valor de p_c , el efecto de la cementación se anula. Ideas similares pueden deducirse de la figura para la resistencia al esfuerzo cortante en prueba rápida.

Se ve pues que el intercambio catiónico modifica la arcilla, transformándola en otra con curvas de compresibilidad y resistencia diferentes; la cementación sólo modifica los nexos entre las partículas, reforzándolas algo, pero si se rompe este refuerzo, el material se revela idéntico a su condición original.

ANEXO XII-j

Representación gráfica de los resultados de las pruebas triaxiales en el espacio tridimensional de esfuerzos principales

Recientemente se ha hecho bastante uso de un espacio tridimensional definido por tres ejes en los que se representan los tres esfuerzos principales. Como quiera que en las pruebas triaxiales estándar de laboratorio dos de los esfuerzos principales son iguales la parte más comúnmente usada de este espacio es el plano definido por la condición anterior. En la fig. XII-j.1 se ilustra este plano en que $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_r$ son los esfuerzos laterales y $\sigma_z = \sigma_a$ es el esfuerzo vertical. El simbolismo más común para este plano es σ_a para el esfuerzo axial y σ_r para el esfuerzo radial. En este caso no se representan los esfuerzos por σ_1, σ_2 y σ_3 , ya que es frecuente usar estos últimos símbolos para los esfuerzos mayor, intermedio y menor respectivamente y en el plano σ_a, σ_r , el esfuerzo axial no siempre será el esfuerzo principal

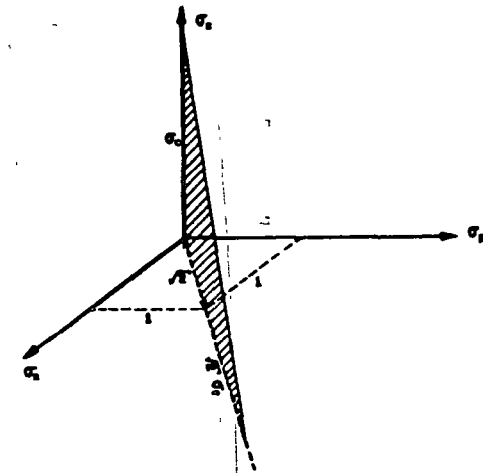


FIG. XII-j.1. Plano de esfuerzos correspondiente a las pruebas triaxiales estándar

mayor usado en la prueba. Debe notarse que en este plano la coordenada vertical representa σ_a mientras que la coordenada horizontal representa $\sqrt{2}\sigma_r$. Esta representación fue introducida a la Mecánica de Suelos por Rendulic¹⁸.

En este plano de esfuerzos la línea que representa un estado de esfuerzos isotrópicos, es decir $\sigma_a = \sigma_r$, es la recta que partiendo del origen tiene una pendiente de $1/\sqrt{2}$ (eje isotrópico). Cuando una muestra de arcilla se consolida isotrópicamente en la primera etapa de una prueba triaxial, los puntos que representa este estado de esfuerzos se encontrará sobre esta recta. Durante la segunda etapa de una prueba triaxial se tendrá que $\sigma_a \neq \sigma_r$ y los puntos que representan estos estados de esfuerzos quedarán ya fuera de la recta. Si se trazan los diferentes puntos que representan los esfuerzos efectivos durante la segunda etapa de la prueba, se obtendrá una curva que define la trayectoria de esfuerzos efectivos. Si $\sigma_a > \sigma_r$, la trayectoria se desarrollará hacia arriba del eje isotrópico. Si por el contrario $\sigma_a < \sigma_r$, la trayectoria de esfuerzos triaxiales se desarrollará hacia abajo de este eje. A las primeras pruebas triaxiales se les llama pruebas de compresión y a las segundas pruebas de extensión. Las pruebas de compresión más comunes son las realizadas aumentando el esfuerzo axial, manteniendo el esfuerzo lateral constante y las realizadas disminuyendo el esfuerzo lateral, manteniendo el esfuerzo axial constante. Las pruebas de extensión más comunes son

las realizadas disminuyendo el esfuerzo axial, manteniendo el esfuerzo lateral constante y las realizadas aumentando el esfuerzo lateral, manteniendo el esfuerzo axial constante.

Una prueba triaxial en que se aumente el esfuerzo axial y se disminuya el esfuerzo lateral simultáneamente también será una prueba de compresión. En particular si el decremento de la presión lateral es igual en la mitad del incremento axial se tendrá una prueba en que el esfuerzo normal octaédrico permanece constante durante toda ella. Análogamente, si el esfuerzo vertical se disminuye en magnitud doble de lo que se incrementa el esfuerzo lateral se tendrá una prueba de extensión en que el esfuerzo normal octaédrico permanece constante.

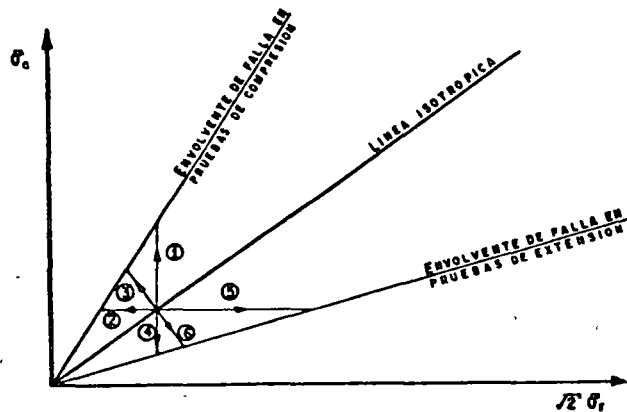


FIG. XII-j.2. Trayectoria de esfuerzos efectivos más comunes en pruebas triaxiales drenadas

En pruebas de compresión drenadas (ver fig. XII-j.2) si el esfuerzo axial es el que se incrementa, la trayectoria de esfuerzos efectivos, que ahora son iguales a los totales, es una vertical que partiendo del eje isotrópico sigue hacia arriba hasta el momento de la falla (trayectoria 1), ya que el esfuerzo lateral permanece constante y sólo el vertical crece. Esta trayectoria será una horizontal hacia la izquierda del eje isotrópico (trayectoria 2) si es el esfuerzo lateral el que se disminuye y será una perpendicular al eje isotrópico (trayectoria 3) si la prueba de compresión se realiza manteniendo constante el esfuerzo normal octaédrico. Estas trayectorias de esfuerzos efectivos serán hacia abajo del eje hidrostático en el caso de las pruebas de extensión, vertical hacia abajo (trayectoria 4) en el caso

de disminuir el esfuerzo axial, horizontal hacia la derecha (trayectoria 5) en el caso de que se aumente solamente el esfuerzo lateral y normal a la línea isotrópica hacia abajo si el esfuerzo normal octaédrico permanece constante (trayectoria 6) (fig. XII-j.2).

En pruebas triaxiales no drenadas la trayectoria de esfuerzos efectivos dependerá de las presiones de poro que se desarrollen durante la prueba. Sin embargo la trayectoria de esfuerzos efectivos en pruebas de compresión es única en el sentido de que no depende de la trayectoria de esfuerzos totales. En otras palabras, si la prueba se efectúa aumentando el esfuerzo axial, o disminuyendo el esfuerzo lateral, o manteniendo el esfuerzo normal octaédrico constante o con cualquier otra combinación más general del primer y segundo casos, la trayectoria de esfuerzos efectivos es la misma. Lo mismo puede afirmarse para el caso de las pruebas de extensión. La explicación de este hecho aparentemente desconcertante es simple. Para ello considérense dos muestras de arcilla, ambas consolidadas bajo la presión σ_c . A la primera muestra se le aumenta el esfuerzo axial en una magnitud p . Como resultado de este incremento en el esfuerzo axial aparece una presión de poro u_1 (positiva siempre si la muestra es normalmente consolidada). Las presiones efectivas lateral y axial serán ahora $\bar{\sigma}_r = \sigma_c - u_1$ y $\bar{\sigma}_a = \sigma_c + p - u_1$. Los esfuerzos totales $\sigma_r = \sigma_c$ y $\sigma_a = \sigma_c + p$ están representados por el punto 1 de la fig. XII-j.3. Los esfuerzos efectivos $\bar{\sigma}_r = \bar{\sigma}_a$ estarán representados por el punto 2 localizado precisamente sobre una paralela al eje isotrópico, ya que para obtener los esfuerzos efectivos se restó un esfuerzo isotrópico (la presión de poro u) de los esfuerzos totales.

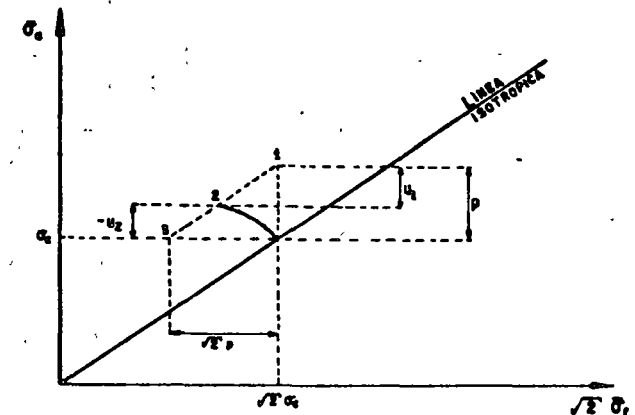


FIG. XII-j.3. Justificación de la trayectoria única de esfuerzos efectivos en pruebas triaxiales no drenadas

A la segunda muestra se le disminuye ahora el esfuerzo lateral, en una magnitud también igual a p . Los esfuerzos totales $\sigma_r = \sigma_c - p$ y $\sigma_a = \sigma_c$ están ahora representados por el punto 3.

La presión de poro resultante ahora será u_2 . Sin embargo u_2 está relacionado con u_1 y p como sigue: la segunda muestra puede considerarse como la superposición de la primera muestra más un estado isotrópico de esfuerzos de tensión de magnitud p , tal como se muestra en la fig. XII-j.4. De esta figura es evidente que $u_2 = u_1 - p$. Por lo tanto los esfuerzos efectivos en la segunda muestra serán:

$$\bar{\sigma}_r = \sigma_c - p - u_2 = \sigma_c - p - (u_1 - p) = \sigma_c - u_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_a - u_2 = \sigma_c - (u_1 - p) = \sigma_c + p - u_1$$

Es decir, los esfuerzos efectivos en la segunda muestra serán idénticos a los de la primera y consecuentemente el punto que las represente en el plano de esfuerzos efectivos será el mismo. Este razonamiento puede extenderse para otras trayectorias de esfuerzos totales en pruebas de compresión.

Similarmente, las trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas no drenadas de extensión también son únicas en el sentido de que no dependen de la trayectoria de esfuerzos totales.

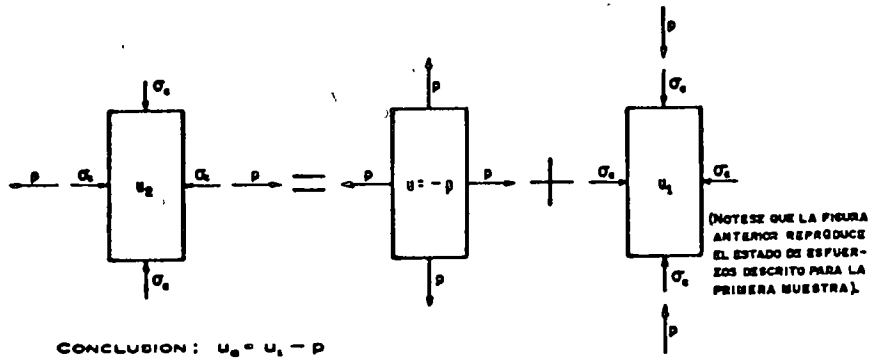


FIG. XII-j.4. Relación entre u_1 , u_2 y p , en dos pruebas triaxiales de compresión no drenadas

Cuando se hace una prueba no drenada el contenido de agua del espécimen permanece constante y, por lo tanto, cada trayectoria de esfuerzos efectivos obtenida en la prueba representa una curva de contenido de agua constante. A mayor presión hidrostática en la primera etapa de la prueba, bajo la cual se haya consolidado el espécimen;

el contenido de agua con que se inicie la segunda etapa será menor, de manera que las diversas curvas con contenido de agua constante tendrán este valor tanto menor cuanto mayor sea la presión de consolidación en la primera etapa. En una prueba triaxial drenada, la trayectoria de esfuerzos efectivos es fija y depende del tipo de prueba que se realice, pero en cambio el volumen de la muestra va cambiando. Por ejemplo en la fig. XII-j.5 se supone que se realizan pruebas drenadas de compresión aumentando el esfuerzo axial, con en los tres casos se realizó una prueba de compresión drenada, con los contenidos de agua iniciales para la segunda etapa de 80, 75 y 70%; trayectorias de esfuerzos efectivos a , b y c , verticales hasta la falla.

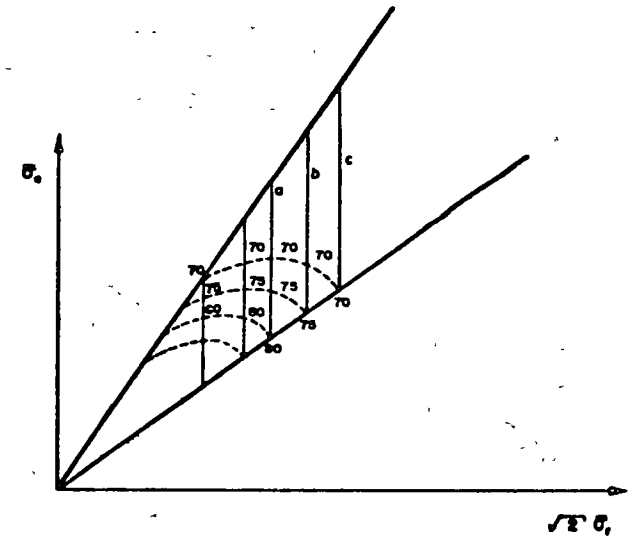


FIG. XII-j.5. Trazo de los contornos de igual contenido de agua en pruebas triaxiales drenadas

A lo largo de la trayectoria a , por ejemplo, el volumen de la muestra irá disminuyendo y lo mismo el contenido de agua; este último valor podrá indicarse en cada punto de la trayectoria, si se han tomado durante la prueba los datos necesarios para ello. Si esto se hace frecuentemente en todas las trayectorias podrán trazarse con suficiente aproximación curvas que unan puntos de igual contenido de agua constante a partir de las pruebas drenadas.

En la fig. XII-j.6 se presentan los contornos de contenido de agua constante obtenidos por D. J. Henkel para la arcilla de Weald (Inglaterra); con línea llena aparecen los correspondientes a pruebas

bas no drenadas y con línea punteada a las pruebas drenadas. Puede observarse que las trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas no drenadas ($w = cte$) se corresponden muy bien con las curvas de igual contenido de agua en pruebas drenadas, lo que indujo a Henkel a postular que entre esfuerzos efectivos y contenido de agua debía de existir una relación única.

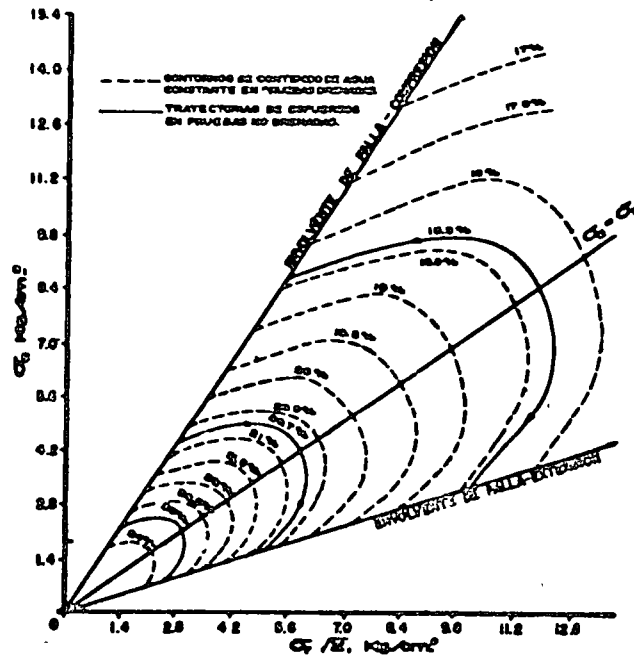


FIG. XII-j.6. Contornos de contenido de agua constante para la arcilla de Weald normalmente consolidada

En la fig. XII-j.7 se presentan los mismos contornos para la misma arcilla remoldeada de Weald, preconsolidada, con máxima presión de consolidación de 8.5 kg/cm^2 (120 lb/pulg^2). En este caso los contornos ya son diferentes, pues según el grado de preconsolidación crece, las muestras acusan inclusive aumento de volumen y, por lo tanto, de contenido de agua. Nuevamente Henkel hace notar la buena concordancia entre los contornos correspondientes a pruebas drenadas y no drenadas.

Cabe también mencionar que las envolventes de falla, tanto en arcillas normalmente consolidadas como en las preconsolidadas, resultaron comunes para las pruebas drenadas y no drenadas.

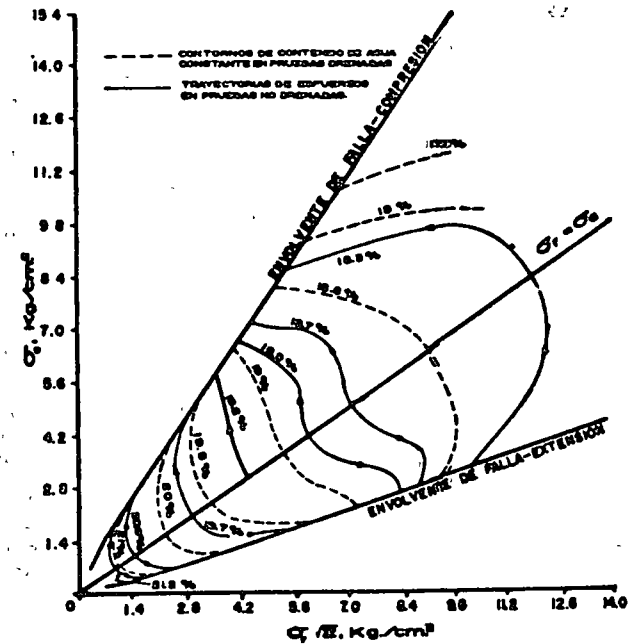


FIG. XII-j.7. Contornos de contenido de agua constante para la arcilla de Weald preconsolidada. Presión máxima de consolidación: 8.5 kg/cm^2 (120 lb/pulg^2)

La utilización práctica de cierto interés en los resultados de la investigación mencionada estriba en que una vez establecidas las envolventes de falla y la relación entre esfuerzos efectivos y contenido de agua, sea con el uso de pruebas drenadas o no drenadas, pueden predecirse los resultados de cualquier prueba triaxial hecha a la misma arcilla, en lo relativo a cambios volumétricos y evolución de presión de poro. Así, por ejemplo, en una prueba drenada se trazará la trayectoria de esfuerzos efectivos que se siga en la prueba y sus intersecciones con los diferentes contornos de contenido de agua constante irán indicando los cambios volumétricos que tengan lugar y la intersección con la envolvente dará la resistencia y el cambio volumétrico en la falla.

Como comentario final puede decirse que la unicidad de la relación entre contenido de agua y esfuerzos efectivos ha sido aproximadamente comprobada por Henkel sólo para la arcilla de Weald, por lo que de ninguna manera debe verse como una propiedad general, por lo menos en opinión de los autores.

REFERENCIAS

1. Coulomb, C.A. — *Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture* — Mémoires de la Academie Royale — Vol. VII — Paris — 1776.
2. Baker, B. — *The actual lateral pressure of earthwork* — Minutes of Proceedings — Inst. C.E. — Vol. LXV — 1881.
3. Terzaghi, K. — *Erdbaumechanik* — Viena — 1925.
4. Casagrande, A. — Discusión a un artículo de L. Jürgenson titulado *The application of the Theory of Elasticity and Theory of Plasticity to Foundation problems* — Journal, Boston Soc of Civ. Eng. — Vol. 21 — 1934.
5. Hvorslev, J. — *Conditions for failure of remolded cohesive soils* — Proc. 1st Int. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering — Cambridge, Mass. — Vol. III — 1936.
6. Casagrande, A. — *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills* — Contribution to Soil Mechanics of the Boston Soc. of Civ. Eng. — 1940.
7. Waterways Experimental Station — *Soil Mechanics Fact Fuiduig Survey* — Progress report — Triaxial Shear research — Vicksburg, Miss., E.U.A.
8. Chen, L.S. — *Stress deformations and Strength Characteristics of Cohesionless Soils* — Tesis Doctoral — Universidad de Harvard — 1944.
9. Casagrande, A. y Wilson, S.D. — *Prestress Induced in Consolidated — Quick triaxial tests* — Harvard Soil Mechanics Series N° 42 — 1953.
10. Casagrande, A. y Hirschfeld, R.C. — *First progress report on investigation of stress deformation and strength characteristics of compacted clays* — Harvard Soil Mechanics Series N° 61 — 1960.
11. Skempton, A.W. — *The pore-pressure coefficients A and B* — Geotechnique — Vol. IV — 1954.
12. Henkel, D.J. — *The shear strength of saturated remoulded clays* — Research conference on Shear strength of cohesive Soils — A.S.C.E. — Colorado — 1960.
13. Bjerrum, L. — *Engineering Geology of Norwegian Normally — Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings* — 7a. Conferencia Rankine. — Géotechnique. — Vol. XVII, — No. 2. — 1967.
14. Henkel, D.J. y Wade, N.H. — *Plane Strain Tests on a Saturated Remoulded Clay*. — Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. — ASCE — Vol. 92. — SM-6. — 1966.
15. Juárez Badillo, E. — *Pore Pression Functions in Saturated Soils*. — NRC and ASTM. Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils. — Ottawa, — 1963.
16. Hvorslev, M.J. — *Physical Components of the Shear Strength of Cohesive Soils* — ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils — Boulder, Colorado, — 1960.
17. Juárez Badillo, E. — *Compressibility of Soils. — Behaviour of Soil under Stress Symposium*. — Indian Institute of Science. — Bangalore, India, — 1965.
18. Rendulic, L. — *Ein Grundgesetz der tonmechanik und sein experimenteller beiseis*. — Bauingenieur, — 1937.
19. Henkel, D.J. — *The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays* — Research Conference of Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder, Colorado. — 1960.
20. Skempton, A.W. — *Long-Term Stability of Clay Slopes*. — IV Rankine Lecture. — Geotechnique, — Vol. XIV, — 1964.

BIBLIOGRAFIA

- Theoretical Soil Mechanics* — K. Terzaghi — John Wiley and Sons Inc — 1956
- La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica* — K. Terzaghi y R.B. Peck — (Trad. O. Moretto) — El Ateneo Ed — 1955.
- Fundamentals of Soil Mechanics* — D.W. Taylor — John Wiley and Sons Inc. — 1956.
- Soils Mechanics, Foundations and Earth Structures* — G. Tschebotarioff — McGraw-Hill Book Co — 1951.
- Mecánica del Suelo* — J.A. Jiménez Salas — Ed. Dossat — 1954.
- Traité de Mecanique des Sols* — A. Caquot y J. Kerisel — Gauthier — Villars Ed. — 1956.
- Mecanique des Sols et Fondations* — J. Verdeyen — Ed. Eyrelles — 1952.
- Soil Mechanics for Road Engineers* — Road Research Laboratory D.S.I.R. — Her Majesty's Stationery Office — Londres — 1959.
- Direct Measurement of shear stresses in soil mass* — R.G. Ahlvin — Proc. Highway Research Board — 1954.
- Undrained Triaxial Tests on saturated sand and their significance in the general theory of shear strength* — A.W. Bishop y A.K. Gamal — Proc. 3th conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering — Vol. I — 1953.
- Fundamental Considerations on the Shear Strength of Soils* — L. Bjerrum — Geotechnique — Vol. II — 209 — 1951.
- The Shearing Resistance of Soil* — A. Casagrande — Proc. Soils Found Conference — U.S. Eng. Department — Boston — 1939.
- Triaxial Shear Research* — A. Casagrande — Waterways Experiment Station — Vicksburg — 1947.
- The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear* — D.J. Henkel — Geotechnique — Vol. VI N° 4 — 1956.
- Mecánica de Suelos* (Instructivo para Ensayo de Suelos) — Sria. de Recursos Hidráulicos — México — 1954.
- Laboratory Testing in Soil Engineering* — T.N.W. Akroyd — G.T. Foulis and Co. — 1957.
- Soil Testing for Engineers* — T.W. Lambe — John Wiley and Sons Inc — 1958

SISTEMAS DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

ING. ANDRES MORENO FERNANDEZ.

I N D I C E

1. INTRODUCCION.

1.1) Antecedentes.

1.2) Objetivo.

1.3) Alcance.

2. CARGAS SOBRE-SISTEMAS DE SOPORTE.

2.1) Estado natural de esfuerzos.

2.2) Cambios de esfuerzos producidos por la construcción.

2.3) Esfuerzos alrededor de cavidades.

3. PRINCIPALES TIPOS DE ADEMES.

3.1) Marcos.

3.2) Anclas.

3.3) Concreto Lanzado.

4. SELECCION DEL ADEME MAS ADECUADO.

4.1) Descripción de la calidad de la roca.

4.2) Características que debe cumplir un sistema de soporte.

4.3) Procedimientos de diseño.

5. REFERENCIAS.

Tablas.

Figuras.

SISTEMAS DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

I. INTRODUCCION.

1.1) ANTECEDENTES.

Se estima que solamente en los Estados Unidos de Norteamérica, se invertirán 860,000 millones de pesos en los próximos 20 años, en la construcción de excavaciones subterráneas. De esa inversión, la mitad corresponderán a excavaciones para obras civiles y la otra mitad a proyectos mineros, lo que representa una inversión promedio anual de 43,000 millones de pesos. Teniendo en mente estos números fantásticos, es fácil comprender la importancia que tendrá la Ingeniería de excavaciones subterráneas, ya que muchas de las obras viales, de construcción, hidroeléctricas, de almacenamiento, etc., tendrán que ser obras subterráneas, quizá en sitios donde las características de las rocas no son favorables. Además, es probable que en la construcción de dichas obras se debe considerar la estabilidad de otras obras ya realizadas en la vecindad.

En términos generales, se puede establecer que el costo del ademe representa: De 10% a 20% del costo total de la excavación, cuando se utilizan perforadoras inte

grales ("moles") en rocas sanas, y más de 50% en túneles excavados en roca fracturada con métodos convencionales. Es por ello importante elegir adecuadamente el sistema de soporte de una excavación subterránea.

Los ademes se pueden dividir en dos grandes grupos :

- a). Primarios ó temporales, cuya función principal es -- mantener la estabilidad de la excavación durante la -- construcción; y
- b). Secundarios ó definitivos, que son aquellos con los -- cuales se dá el acabado final de la excavación subte-- rránea.

Normalmente, los ademes se calculan teniendo como base algún método de diseño teórico, modificando los resultados de acuerdo con la intuición y la experiencia del diseñador y del constructor. Por lo tanto, el diseño de los sistemas de ademe no debe ser considerado como una actividad puramente científica, ya que cuenta con una fuerte dosis de imaginación, "sentimiento" y conocimientos empíricos.

1.2) OBJETIVO:

El objetivo de este trabajo es presentar en forma breve los métodos más usados para análisis y diseño de sistemas de-

soporte, principalmente el de los ademes primarios.

1.3) ALCANCE:

En este trabajo se revisan los métodos para determinar la carga sobre los ademes, se describe la aplicabilidad de los diversos sistemas de soporte y se presentan los criterios más comunes que se utilizan para la selección del tipo de ademe.

2. CARGA SOBRE SISTEMAS DE SOPORTE.

2.1) ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS.

Antes de iniciar cualquier obra subterránea, es necesario realizar una serie de estudios tendientes a conocer el estado natural de esfuerzos de la roca, ya que el diseño de las obras que se hagan deberá considerar, en forma muy importante, tanto el estado natural como el que se desarrolla durante y después de construcción de dichas obras.

El estado natural de esfuerzos depende de una serie de factores que no son siempre conocidos a-priori, tales como, la actividad tectónica en el área, las condiciones estructurales de la roca (fracturamiento, clase de fracturas, materiales del relleno de las fracturas), las condiciones geohidrológicas y otras, así como la topografía del terreno. Como primera aproximación, parece justificado suponer que el

esfuerzo vertical σ_v en un punto, dentro de la masa, es igual al peso del material que sobreyace dicho punto, ó sea

$$\sigma_v = \gamma h$$

El conocimiento del esfuerzo horizontal σ_h en una roca es un problema bastante más difícil. En algunos casos se supone que es una función de esfuerzo vertical y de la relación de Poisson ν , según las relaciones de la teoría de la Elasticidad

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad \text{y} \quad K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

el coeficiente K_0 varía entre 0 y 1 para los valores extremos de la relación de Poisson $\nu = 0$ y $\nu = 0.5$

Gran número de formaciones rocosas se encuentran plegadas; ello indica que han estado sujetas a esfuerzos horizontales mayores que los verticales y se deduce que la roca ha desarrollado un estado de esfuerzos que muy poco se parece a la hipótesis que se ha hecho anteriormente. En la práctica, puede suceder que σ_h sea mayor que σ_v .

Por lo expuesto, se concluye que en principio, en el exterior de un macizo rocoso puede existir cualquier distribución de esfuerzos. Se puede establecer en forma general, que el esfuerzo lateral varía entre 0.5 y 2.0 veces el esfuerzo vertical.

2.2) CAMBIOS DE ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA CONSTRUCCION.

Un macizo rocoso que no haya sido alterado por las obras hechas por el hombre se encuentra bajo un cierto estado de esfuerzo. El proceso de excavación de una obra subterránea produce nuevos estados de esfuerzo que serán función de las diferentes etapas de construcción. Es importante considerar asimismo, que la construcción de un túnel no solo cambia las condiciones de esfuerzo, sino que en muchos casos, las condiciones de la roca misma. Tal es el caso de las explosiones que comunmente fracturan y reducen la resistencia de la roca alrededor del túnel. Si para lograr un equilibrio es necesario colocar algún sistema de soporte, se deberán considerar como factores importantes, el tiempo, la forma de colocación del soporte y sus características de deformación.

Con objeto de lograr un estado de esfuerzo estable, es necesario que el sistema de soporte actúe sobre el estado de esfuerzo creado por la excavación, modificándolo de tal modo, que sea compatible con las condiciones de la roca y las características de los ademes. Los ademes son así, componentes del sistema de soporte que reacciona contra la roca que los rodea produciendo una presión interior estable

lizadora.

2.3) ESTADOS DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE CAVIDADES.

Existen varias teorías que proporcionan el valor de los esfuerzos que se producen alrededor de cavidades.

El estado de esfuerzo alrededor de una cavidad depende principalmente de los siguientes factores: (1) la forma de la cavidad, (2) el estado de esfuerzos antes de hacer la cavidad, (3) las características mecánicas de las masas de roca que son afectadas por la cavidad, (4) el tiempo que transcurre después de haber hecho la cavidad, y (5) las condiciones de trabajo de la obra.

La determinación de dicho estado de esfuerzos es, salvo en algunos casos, un problema de muy difícil solución. Existen varias teorías, que utilizando ciertas hipótesis permiten conocer dicho estado de esfuerzos. Entre las más comunes se encuentran las teorías de la Elasticidad, de la Plasticidad y de la viscoelasticidad. Tradicionalmente se han utilizado las soluciones analíticas que proporcionan dichas teorías, bien sea mediante fórmulas, tablas ó gráficas.

Recientemente, el uso extensivo de las computadoras ha permitido aplicar al problema del análisis de esfuerzos,

técnicas modernas de análisis numérico, como el método del elemento finito, que proporcionan valores de esfuerzos y deformaciones, considerando variables que antes no se podían considerar, como: (1) formas muy irregulares, (2) propiedades esfuerzo-deformación de tipo especial como anisotropía y no linealidad, (3) heterogeneidad, (4) efectos del tiempo, y otras más. Zinckiewicz (1971) presenta en forma detallada la aplicación de este método.

A continuación se describen brevemente las hipótesis y algunos resultados que se obtienen de la aplicación de las teorías de la Elasticidad y de la Plasticidad.

TEORIA DE LA ELASTICIDAD:

La teoría de la Elasticidad puede utilizarse para encontrar la distribución de esfuerzos alrededor de un orificio excavado en un material que cumpla con las restricciones que a continuación se establecen:

- a). La roca es homogénea.
- b). La roca es isotrópica con respecto a sus propiedades elásticas.
- c). La respuesta de deformación de la roca es instantánea con respecto a un cambio de esfuerzos.
- d). La relación entre esfuerzos y deformaciones es lineal.

- e). Los esfuerzos nunca exceden los límites elásticos de la roca.

Estas hipótesis son tolerables en cavidades que están localizadas a gran profundidad en una roca química y mecánicamente inalterada, tal como el granito.

El uso de la teoría de la Elasticidad permite obtener los esfuerzos radiales σ_r y tangenciales σ_θ para condiciones de fronteras dadas.

En el caso de una cavidad circular en la que antes de la excavación, el esfuerzo vertical p_z es igual al esfuerzo horizontal p_h ; la Figura 1 muestra la distribución de esfuerzos dentro de la masa de roca.

En esa figura se ha dibujado con línea continua la distribución de esfuerzos correspondiente a una condición de presión interior p_i igual a cero, y con línea segmentada el caso en que exista presión interior $p_i \neq 0$. Así mismo, se presentan las ecuaciones que dan el estado de esfuerzos. Estas ecuaciones se deducen de la solución de Lamé para un cilindro hueco de pared gruesa sometido a presiones uniformes exteriores e interiores.

Aunque aquí se ha presentado el caso de una cavidad circular con distribución hidrostática de presiones, cabe decir que existen soluciones para diferentes geometrías y otras rela-

ciones de presiones p_h/p_z

Para el caso del túnel circular, en la Fig. 2 se indica la -
variación de los esfuerzos tangenciales con respecto a la -
relación $k_0 = p_h/p_z$

Aceptando las hipótesis previas, sobre el valor del esfuer-
zo vertical $p_z = \gamma h$ y, considerando un estado de - -
esfuerzos tridimensional se tendrá que la deformación --
unitaria horizontal es:

$$\epsilon_h = \frac{1}{E} [p_h - \nu (p_z + p_h)]$$

Si esta deformación es nula existirá un estado de deforma-
ción plana y, el esfuerzo horizontal se determina como sigue:

$$p_h - \nu (p_z + p_h) = 0$$

$$p_h = p_z \frac{\nu}{1-\nu}$$

y según se definió anteriormente:

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

Considerando un valor de $\nu = 0.20$, representativo de-
algunas condiciones comunes, el valor del coeficiente

$$k_0 = \frac{0.2}{0.8} = 0.25$$

En base a este valor de k_0 , se presenta en las Figs. 3 a 5
la distribución de esfuerzos en túneles de sección elíptica,

considerando la sección circular como un caso particular; -
 y en la Fig. 6 la distribución en una sección de tipo "herra-
 dura". En todos esos casos se supone que las dimensiones
 del túnel son pequeños en comparación con su profundidad.

TEORIA DE LA PLASTICIDAD:

Cuando la magnitud de los esfuerzos excede el límite elástico del material, se genera una zona plástica alrededor de la --- excavación que se profundiza en la roca hasta que la reducción de esfuerzos que se tiene al alejarse de la excavación sea tal - que los esfuerzos actuantes sean nuevamente menores que el - límite elástico.

Uno de los primeros intentos para mejorar la aplicación de -- las soluciones teóricas al cálculo de los esfuerzos alrededor - de un túnel, consiste en considerar las propiedades elastoplás- ticas del medio.

El caso más simple para el análisis de un túnel circular es el que considera que $p_h = p_z = \gamma z$, es decir, $k_0 = 1$. Asi- mismo, se puede suponer un criterio de falla tipo Mohr-Coulomb con cohesión "c" y ángulo de fricción interna ϕ diferentes de -- cero, tal como $s = c + \sigma \tan \phi$.

La resistencia "s" del material en la pared de la excavación,

donde el esfuerzo radial es nulo, es igual a la dada por una prueba de compresión simple. En el interior del macizo rocoso la resistencia se incrementa debido al confinamiento, es decir, es igual a la dada por una prueba de compresión triaxial.

Es evidente que si se aplica una presión interna en la excavación, que puede estar dada por algún sistema de soporte, aumentará el confinamiento σ y con ello la resistencia al corte, luego el espesor de la zona plástica se reducirá.

El radio de la zona plástica depende del nivel de esfuerzos, de la presión interior y de las constantes C y ϕ . En las Figs. 7, 8 y 9 se muestra la influencia de estos parámetros en el caso considerado.

2.4) ANÁLISIS DE CARGAS SOBRE ADEMÉS.

Las cargas sobre los sistemas de soporte se pueden determinar mediante el conocimiento del estado de esfuerzos alrededor de túneles y excavaciones subterráneas que proporciona las teorías de la Elasticidad, de la Plasticidad y los métodos numéricos. Así por ejemplo, mediante el uso de la teoría de la Elasticidad, se puede obtener las zonas de tensión sobre la clave de un túnel. Se deberá diseñar sistemas de soporte para evitar desprendimientos ó sobre-excavaciones importantes. La teoría de la Plasticidad nos permite determinar el

esfuerzo que es necesario poner como presión interior en los ademes utilizados en materiales con criterio de falla de tipo Mohr-Coulomb y limitar así los esfuerzos en el medio y el espesor de la roca plástica.

La aplicación de estas teorías está limitada a aquellos casos en que se cumple aproximadamente en las hipótesis supuestas.

Existen por otro lado, varios métodos empíricos basados en la experiencia de construcción y en las observaciones sobre comportamiento de obras subterráneas.

Dichos métodos toman en cuenta no solo aspectos geométricos sino también las condiciones especiales de los materiales involucrados, el efecto del tiempo, del agua, las características de los ademes y otros.

Uno de esos métodos que ha demostrado su utilidad en la práctica, es el desarrollado por Karl Terzaghi (1946).

METODO DE TERZAGHI.

Terzaghi supone un mecanismo de transmisión de carga de la roca a los soportes y define como CARGA DE ROCA el peso de la masa de roca que tiende a desprenderse del techo del túnel y que debe ser soportada por el ademe. El valor de la carga de roca varía entre límites cuya frontera no queda muy bien definida y depende de la clase de roca. La Fig. 10

presenta las recomendaciones de Terzaghi para las de cargas de diseño de la estructura de soporte.

La Tabla 1 presenta las recomendaciones de Terzaghi comparadas con otras cargas de roca sugeridas por Bierbaumer (1913) y por Stini (1950). Las recomendaciones anteriores suponen que se requiere ademe para soportar una cierta masa de roca en el techo del túnel y defieren en la forma de la masa y en la manera en que los esfuerzos se transmiten desde dicha masa. Sin embargo, los resultados de esas recomendaciones de Bierbaumer y Stini no parecen estar muy lejos de los de Terzaghi.

El tiempo que permanece una excavación sin soporte juega un papel importante en la carga de roca y en la sobre-excavación.

El tiempo que permanece una excavación estable sin ademe depende de las características geohidrológicas, del fracturamiento y de la alteración.

Entre mayor sea el tiempo que permanezca una excavación sin ademe, mayor será la sobre-excavación y aumentará el riesgo de provocarse un "caído" ó desprendimiento que pongan en peligro la estabilidad de la excavación. Este concepto es de gran interés, ya que contribuye importantemente a la selección del tipo de ademe, que debe ser instalado antes de

que este período expire, debido a que durante él, la estructura de la roca sufre un proceso de aflojamiento ó desintegración progresivos alrededor de la cavidad. Si se permite que dicho proceso continúe, el material caerá a la excavación hasta que un efecto de arco en las capas superiores impida la caída de material.

Si el ademe se coloca antes de que termine el período mencionado, la carga neta que soporte será menor que la carga última de roca, puesto que la formación completa del arco de material quedará restringida por el propio soporte.

En las Figs. 11 y 12 se pretende dar una explicación gráfica de ambos fenómenos.

3. PRINCIPALES TIPOS DE ADEME.

3.1) MARCOS.

Dependiendo de las características de la roca y del tamaño del túnel a excavar, se puede decidir si el ademe se deberá proporcionar con marcos metálicos ó de madera.

En todo caso, es conveniente realizar un estudio económico para elegir el tipo de ademe, pero se puede adelantar que en excavaciones de gran sección transversal el ademe metálico será más económico.

Aunque en túneles de gran sección transversal se puede utilizar ademe de madera, es recomendable utilizar marcos metálicos debido a la facilidad de colocación y amplio espacio libre que deja, ya que el de madera es necesario colocarlo formando una estructura muy elaborada que incrementa la posibilidad de falla. Sin embargo, en secciones pequeñas se emplean marcos de madera.

El ciclo de excavación comprende las siguientes operaciones: barrenación, carga, voladura, ventilación, rezaga y colocación del soporte.

Entre el momento de la voladura y el de colocación del ademe pueden fácilmente transcurrir dos ó más horas, por lo que es necesario definir el tiempo máximo que puede permanecer el túnel sin ademar.

En túneles largos donde el procedimiento de excavación puede variar desde sección completa hasta túnel piloto dependiendo de las características geológicas, es conveniente que los marcos estén formados por varias partes, de tal forma que se incremente su versatilidad. En la Fig. 13 se indican las partes de que consta un marco de ademe para una sección de excavación de herradura.

Al colocar el marco es necesario "acuarlo" con madera - -

contra el terreno, con objeto de lograr que las cargas de la roca se transmitan como concentraciones en la estructura de soporte. Conocidas dichas cargas, es fácil hacer el análisis del marco por cualquiera de los procedimientos estandar de resistencia de materiales. En las Tablas 2 y 3 se muestran las capacidades de carga de marcos metálicos. Estas Tablas están relacionadas con la Fig. 14.

3.2) ANCLAS.

Durante los últimos 20 años el uso de anclas se ha popularizado, principalmente en las excavaciones en rocas relativamente sanas. No existe un método de diseño que sea aceptado por todos, en lugar de ello, se determinan los mecanismos de falla de la roca y se calcula el número y capacidad de las anclas para evitarlo.

El principio general del anclaje de las rocas es hacer que la roca forme parte de la estructura de soporte, es decir, que se auto soporte a excepción de cuando las anclas soportan fragmentos sueltos de roca. Para que esto suceda efectivamente las anclas se deberán colocar inmediatamente después de abrir la excavación.

De una manera muy simple se puede considerar que las anclas soportan la roca de las excavaciones subterráneas mediante cuatro mecanismos distintos:

- a). Por suspensión. - Es el caso cuando se colocan anclas para asegurar fragmentos de roca que pueden caerse -- hacia la excavación.
- b). Formando vigas. - Este proceso se presenta principalmente en las excavaciones en rocas estratificadas. Las anclas unen entre sí a varios estratos que tienen pequeñas ó nula adherencia entre ellos, formando así una viga capaz de autoportarse y de soportar la roca que yace sobre ella.
- c). Reforzando excavaciones que se autoportan en las zonas donde se presenten concentraciones de esfuerzos -- ya sean de compresión, tensión ó corte. Estos esfuerzos pueden ser causados por la geometría de la excavación ó por los métodos de construcción y se determinan mediante el uso de las teorías de Elasticidad y Plasticidad; si son aplicables.
- d). Reforzando zonas sujetas a grandes fuerzas cortantes y de Compresión.

Estos casos se presentan en lumbreras, excavaciones muy inclinadas para túneles de presión de centrales -- hidroeléctricas, fallas ó zonas de cortante, etc. Estas anclas tendrán esfuerzos de cortante muy importantes.

Las anclas se pueden dividir en dos grandes grupos:

- a). Anclas que tengan un dispositivo de anclaje en un extremo y en el otro un dispositivo rígido que permita mantener una tensión suficiente para producir un esfuerzo de compresión en la roca intermedia. Generalmente este dispositivo consiste de una placa y una tuerca.
- b). Anclas que se encuentran alojadas en barrenos cementados ó inyectados, cuyo anclaje es proporcionado por la adherencia que se genera entre las paredes del barreno, mortero y ancla.

En las Figs. 15, 16 y 17 se pueden ver varios tipos de anclas.

Por último, es necesario recordar que la tensión de las anclas pueden sufrir cambios muy importantes con el tiempo, debido por ejemplo a: flujo plástico de la roca, rotura de la concha de expansión, falla de la rosca de la tuerca, efecto de los explosivos, intemperismo ó por el comportamiento viscoso de la roca.

Por ello, es necesario tener una estricta supervisión y un adecuado mantenimiento en este tipo de soportes.

3.3) CONCRETO LANZADO.

Este sistema de adomado tiene su origen en la "gunita" que

es un mortero de arena y cemento con acelerante de fraguado que se coloca neumáticamente contra una superficie. La primera vez que se usó fué en 1914 en una mina para proteger las paredes de roca contra la acción del agua y del aire.

Después de la terminación de la Segunda Guerra Mundial, se construyeron en Europa un gran número de plantas hidroeléctricas subterráneas, que hicieron necesario desarrollar nuevas tecnologías. Las máquinas colocadoras de ese tiempo estaban limitadas a partículas de tamaño máximo de 10 mm. Se encontró que si se añadía al mortero agregado grueso de tamaño, comprendido entre 15 y 20 mm., se podía cumplir con la función de protección contra el intemperismo y además proporcionar un soporte a la excavación.

En Austria fué donde por primera vez se usó concreto lanzado en sustitución de los marcos y la madera para soportar el túnel Prutz-Imst (1954-1955).

Las ventajas más importantes que tiene este sistema de soporte son (Alberts, 1963-1965):

- 1.- El concreto lanzado es forzado a entrar en las fracturas abiertas, en fisuras, grietas e irregularidades en la superficie de la roca y de esta forma tiene la misma función de liga que un mortero en un muro de piedra.
- 2.- El concreto lanzado impide el drenaje del agua contenida

en las fracturas y también impide la tubificación del material que rellena las fracturas e impide la intemperización de la roca (por el agua y por el aire).

- 3.- El concreto lanzado provee una considerable resistencia a la caída ó aflojamiento de bloques del techo del túnel, siempre que se coloque inmediatamente después de que se realice la excavación.
- 4.- Un espesor de concreto lanzado comprendido entre 15 y 25 cm. proporciona un soporte estructural semejante a un anillo ó un arco.

La ventaja del concreto lanzado, es que suministra una forma de ademe rápida y efectiva en toda la periferia de un túnel. Obviamente, el revestimiento de concreto lanzado no puede ser considerado un cilindro de paredes delgadas.

Los mecanismos reales del comportamiento de las estructuras compuestas de roca-concreto lanzado no son todavía comprensibles, y puede ser que nunca sean entendidos del todo. Sin embargo, es interesante presentar algunos ejemplos donde se muestren diferentes mecanismos de falla en la estructura compuesta de roca-concreto lanzado.

Ejemplo 1. - Falla progresiva en la roca soportada con concreto lanzado (Fig. 18). Se supone que la sección está en equilibrio por un tiempo suficientemente largo después de la excavación a fin de que el concreto lanzado colocado obtenga resistencia. Es necesario que las fuerzas cortantes a lo largo de las caras del bloque A, sean de tal magnitud que lo soporten por algunas horas. Luego se supone que un movimiento de traslación y rotación ocurre para reducir estas fuerzas cortantes a cero.

Por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado alrededor de la periferia de la base del bloque necesaria para mantenerlo en equilibrio se puede calcular. Recíprocamente, si la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado es conocida, se puede calcular un factor de seguridad contra una caída del bloque A, y de tener así una falla progresiva. (Rotler, 1961).

Ejemplo 2. - Falla por rotación de un bloque grande.

La Fig. 19, ilustra otro mecanismo probable de falla del revestimiento de concreto lanzado de un túnel. Para este caso, se supone que la roca es estable un lapso suficiente para que se pueda colocar el concreto lanzado. Luego las fuerzas cortantes sobre los lados del bloque sombreado

se reducen como un resultado de la redistribución de esfuerzos y el bloque tiende a fallar por rotación con respecto a su eje localizado a la derecha de la figura.

Ejemplo 3. - Falla por deslizamiento a lo largo de una superficie de debilidad.

Es razonable esperar que la resistencia al esfuerzo cortante que ofrece una capa delgada de concreto lanzado es pequeña - en comparación con las fuerzas que tienden a provocar el movimiento de la roca.

En comparación con los dos modelos de falla anteriores, el comportamiento del concreto lanzado en este tercer ejemplo se encuentra aún más alejado de cualquier hipótesis simple de diseño.

Los movimientos que ocurren en este caso no pueden ser detenidos con ningún espesor razonable de concreto lanzado y será necesario estabilizar la sección por otros medios.

Como se indica en la Fig. 20, una combinación capaz de estabilizar es el uso de las anclas y concreto lanzado; las anclas conectan a las dos secciones de la roca, proporcionando equilibrio por el incremento de la fuerza normal y consecuentemente la fuerza cortante entre las dos secciones.

4. SELECCION DEL ADEME MAS ADECUADO.

4.1) DESCRIPCION DE LA CALIDAD DE LA ROCA.

Como ya se ha visto, se pueden determinar los esfuerzos en la masa de roca alrededor de cavidades de acuerdo con la teoría de la Elasticidad y la Plasticidad. Muchos de los túneles desafortunadamente se encuentran excavados en rocas que no cumplen con la hipótesis que dichas teorías establecen, y el comportamiento de los túneles está principalmente regido por la calidad de la roca.

Anteriormente se tomaba al porcentaje de recuperación -- de un barrenado de exploración como indicador de la calidad de la roca. Este parámetro llamado "porcentaje de recuperación", tiene una aplicabilidad limitada porque está basado únicamente en la cantidad de muestra recuperada, sin importar si la roca es sana, si está fisurada, alterada, etc.

Además, siempre puede haber la duda si dicha recuperación está o no afectada por la habilidad del perforista, de la con dición de las herramientas, etc.

El coeficiente R.Q.D. (Rock Quality Designation), desarrollado por la Universidad de Illinois (Decr, 1967), elimina -- alguna de las incertidumbres de la clasificación mediante la recuperación y refleja parcialmente los efectos del grado de alteración y del fisuramiento de la roca.

El R.Q.D. se puede relacionar con algunas propiedades de las rocas y con su comportamiento cualitativo, como se muestra en la Tabla 4. Según Deer (1967) y Merritt (1968).

Existe otra interesante relación entre el R.Q.D. y el tipo de ademe necesario. Sugerida por Coon (1968) que se muestra en la Tabla 5.

Es conveniente y útil contar con los valores del R.Q.D. de la roca a lo largo del túnel. Lo ideal es contar con sondcos exploratorios a lo largo del eje del túnel, pero esto no siempre es posible, ya que, en ocasiones, los túneles se excavan bajo cadenas montañosas, las cuales harían que la longitud de los barrenos fuera muy grande. La separación entre los barrenos es muy importante ya que el constructor siempre quiere los barrenos lo más cercanos posibles y el dueño de la obra, lo más alejados. Por lo tanto, es muy importante conciliar estos dos puntos de vista.

En general, se puede pensar que la calidad de la roca se incrementa con la profundidad y cerca de la superficie la roca está afectada por el intemperismo. Esto no quiere decir que a profundidades se pueda encontrar, zonas de falla y zonas de alteración hidrotermal.

Parece conveniente utilizar los datos de la Tabla 6 como guía para la selección de la separación de los sondeos exploratorios:

Por supuesto que, en zonas donde se conoce que la calidad de la masa de roca es buena, estas separaciones se pueden aumentar e inversamente si la calidad de la roca es muy mala se pueden disminuir.

4.2) CARACTERISTICAS QUE DEBE DE CUMPLIR UN SISTEMA - DE SOPORTE.

Las características que debe de satisfacer un sistema de soporte, son:

1.- Ser compatible con los métodos de construcción.

Idealmente los ademes deben de colocarse fácil y rápidamente sin interferir con el avance de la excavación.

Posiblemente cumplir con lo anterior represente el punto ó actividad más difícil del ciclo constructivo. Cada túnel debe de tratarse en particular y es prácticamente -- imposible establecer reglas ó recomendaciones generales. Se debe considerar en el diseño, el ademe calculado para las peores condiciones esperadas de la roca y dicho diseño debe poderse modificar adecuadamente al considerar -

las condiciones cambiantes en la roca y los procedimientos de construcción. Lo ideal sería que el procedimiento de colocación de un ademe fuera independiente del proceso de la excavación pero, desgraciadamente no es posible, ya que:

- a). El ademe debe colocarse lo más cerca al frente de excavación.
- b). La instalación del sistema de soporte requiere -- que las actividades de la excavación se suspendan.
- c). El equipo necesario para la colocación del ademe y el de excavación no pueden estar al mismo tiempo en el frente de la excavación. Por lo tanto, en el diseño de un sistema de soporte será necesario considerar los problemas que se puedan tener entre los procesos de excavación y la colocación del mismo ademe.

2.- Tener la flexibilidad y resistencia adecuadas.

El sistema de soporte deberá tener una flexibilidad tal que permita que los bloques de roca de la vecindad de la excavación se muevan y se genere una redistribución de esfuerzos. Además, el ademe deberá tener una - -

resistencia que pueda soportar la carga que no puede soportar la roca.

La función básica de un sistema de ademe es el de mantener la excavación estable y con la geometría requerida. Por ello, en el ademe se debe de cumplir que los esfuerzos que se generan en él, no excedan el límite de fluencia.

4.3) PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO.

No existe ningún procedimiento que se considere preciso para diseñar los sistemas de soporte. Además, aunque una teoría puede ser razonable para una situación idealizada, la utilidad práctica está casi siempre restringida debido a la información incompleta de los parámetros de resistencia de la roca y de los procedimientos de construcción.

Sin embargo, se puede señalar factores que deben ser cuidadosamente estudiados, ya que tienen una influencia definitiva en la estabilidad de las excavaciones, (Cording, 1968) :

1.- Características de la roca.

a). Propiedades de la roca sana.

- b). Calidad de la masa de roca (grado de fracturamiento y de intemperismo).
- c). Orientación de los planos de debilidad.
- d). Geohidrología.

2. - Tamaño del túnel.

3. - Características de los sistemas de soporte, de los procedimientos de construcción y de la mancha de que ambos factores influyen en la roca de la vecindad de la excavación.

4. - Esfuerzos naturales en la vecindad del túnel.

5. - Geometría del túnel.

La carga sobre el túnel se puede incrementar si: (a) la masa de roca es débil, de baja calidad, tiene planos de debilidad desfavorablemente orientados ó porque contiene agua subterránea a gran presión, (b) Si se incrementa la sección del túnel, (c) Si la roca es alterada por los procedimientos de construcción, ó porque se tarde en poner el ademe, (d) Porque existan esfuerzos naturales muy altos y (e) Que tenga el túnel una forma desfavorable.

El método de Terzaghi, puede ser usado como un primer paso para un diseño racional de un sistema de soporte.

El diseño mediante este método de un sistema de soporte constituido por marcos metálicos con retaque de madera colocados en un túnel excavado por métodos convencionales, dá resultados satisfactorios pero un poco conservadores; debido al poco número de mediciones en este tipo de ademes y a la dispersión de los datos, no se puede concluir en qué grado son conservadores.

Las técnicas modernas de excavación con explosivos y precorte (Smooth Blasting) alteran las rocas mucho menos que los métodos convencionales. Más aún, técnicas modernas de ademe como las anclas y el concreto lanzado evitan desplazamientos y aflojamientos en la roca. Por lo tanto estas nuevas técnicas establecen condiciones diferentes a las hipótesis del método de construcción de Terzaghi.

Coording (1968) y Knise (1969) establecen que si la roca se comporta elásticamente como se requiere en las teorías, generalmente tiene la suficiente resistencia para permanecer estable una excavación sin ademe, (excepto cuando hay concentración de esfuerzos horizontales).

Si la roca se comporta como un material elasto-plástico, se puede calcular las fuerzas necesarias aplicadas en el interior de un túnel para mantener la zona plástica dentro de límites aceptables.

El uso de soluciones puramente teóricas puede llegar a resultados poco conservadores, ya que la roca no se comporta como una masa homogénea y a que las características de sus discontinuidades gobiernan el comportamiento de la roca.

El ademe requerido para soportar cuñas de rocas que tienden a moverse hacia el interior de la excavación es en general más robusto que un ademe calculado para un túnel poco profundo en una zona fracturada. Debido a lo anterior, no debe sorprender la poca información existente sobre diseños de sistemas de soporte con métodos de cálculo teóricos que hayan tenido éxito.

Coon mostró en 1968 la relación que existe entre el R.Q.D. y el ademe necesario para túneles en roca, y sus recomendaciones se presentan en la Tabla 7.

Las cargas tentativas mostradas en la Tabla 7, están basadas sobre hipótesis simplificadoras que son:

- 1.- El R.Q.D. describe adecuadamente la calidad de la roca.
- 2.- Los ademes son colocados correctamente, lo más cerca posible del frente (de 0.60 a 1.20 m. para marcos de acero y anclas; y hasta el frente para concreto lanzado, colocación adecuada del retaque y de los separadores, tensión adecuada, etc).
- 3.- El túnel tiene una sección transversal de igual ancho y altura (ya sea en herradura ó circular).
- 4.- El ancho del túnel está comprendido entre 6 m. y 12 m.
- 5.- Los esfuerzos naturales son lo suficientemente bajos para que las concentraciones de esfuerzos en la periferia de la excavación nunca excedan la resistencia a la compresión simple.

Probablemente en el comportamiento de la mayoría de los túneles, las dos primeras hipótesis tienen mayor influencia que las tres restantes.

Es conveniente complementar la información del R.Q.D. con factores tales como: (a) características de las discontinuidades de la roca: abiertas ó cerradas, clase de

material de relleno, existe ó no lubricación; (b) orientación de los planos de debilidad; (c) presencia de agua subterránea, etc.

Es probable que las técnicas y procedimientos usados para la instalación de los sistemas de soporte, tengan más influencia en la carga de roca que soportarán los ademes, que cualquier otro factor.

Si los ademes no son instalados inmediatamente ó son colocados incorrectamente, se permitirá el aflojamiento de la roca, el movimiento de cuñas, etc., y la carga de roca puede incrementarse en 2 ó más veces al valor que se recomienda en la Tabla 7.

Los ademes deberán observarse continuamente, ya que su falla se presenta en forma gradual y se manifiesta con deformaciones en los marcos, aflojamiento de las anclas y agrietamientos del concreto lanzado.

Si las fallas se detectan a tiempo es posible tomar medidas correctivas para reforzar el sistema de soporte.

Los factores de carga de roca de la Tabla 7 son aproximadamente el 80% de las cargas expresadas por Terzaghi, y están basados en los resultados de mediciones de campo (Terrametrics, 1964, 1969, 1968, Ikeda 1966, Derr 1969).

Las relaciones entre el R.Q.D. y el factor de carga de la

roca se presentan en la Fig. 21. El factor carga de roca en los túneles perforados con una excavadora integral son aproximadamente 25% menores que los correspondientes a los túneles convencionales excavados con explosivos.

Los sistemas de soporte diseñados con las cargas de la Tabla No. 1 y la Fig. 10 utilizando el método de Terzaghi, y dimensionados de acuerdo con Proctor y White (1946) como se muestra en las Tablas 2 y 3 podrán resultar un poco conservadores respecto a su carga axial. Sin embargo, este factor de seguridad extra compensa los efectos de la torsión y la flexión que no se conocen, pero que sí se presentan.

R E F E R E N C I A S

1. D.U. Deere, Design of tunnel liners and support systems.
University of Illinois, (1969) National Technical Information Service.
2. R.E. Mason, Instrumentation of the shotcrete lining in the Canadian National Railways tunnel. Master's Degree Thesis. University of British Columbia (1966).
3. A. Merritt, Geologic predictions for underground excavations. Proceedings of 1st North Americans Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Chicago (1972). Chapter 11. Pages 115-132.
4. A. Moreno F., El uso de anclas cortas para la estabilización de - - masas de roca. Tesis Profesional. U.N.A.M. (1964).
- R.B. Peck, Some design considerations in the selection of underground support systems. University of Illinois (1969). National Technical Information Service.
6. Proctor and White, Rock tunnelling with steel supports. Commercial Shearing & Stamping Company. Revised 1968.
7. F. Széchy, The Art of Tunnelling, (1966).
8. K. Terzaghi y F.E. Richart Jr., Stress in rock about cavities. Harvard Soil Mechanics Series . Reprinted from Geotechnique. Volume 3, 1952, Pages 57-90.
9. Zienkiewicz, O.C. (1967), The finite element method in Structural and continuum Mechanics, Mc. Graw Hill Book Co. , London.

LISTA DE TABLAS

- TABLA No. 1 Comparación entre los valores de carga de roca dados por Terzaghi, Bierbaumer y Stini.
- TABLA No. 2 Capacidad de carga de marcos continuos.
- TABLA No. 3 Capacidad de carga de marcos de clave.
- TABLA No. 4 Relación entre el R.Q.D., índice de velocidad y la calidad de la roca.
- TABLA No. 5 Relación entre el R.Q.D. y las necesidades de -- soporte.
- TABLA No. 6 Espaciamiento preliminar de sondeos de exploración.
- TABLA No. 7 Recomendaciones para los sistemas de soporte - en túneles en roca.

TABLA No. 1. - COMPARACION ENTRE LOS VALORES DE CARGA DE ROCA DADOS POR TERZAGHI, BIRBAUMER Y STINI

DISTANCIA ENTRE FRACTURAS cm.

C	O	H	E	R	L	I	N	T	U	D	CARGA DE ROCA HIP		OBSERVACIONES	Carga de roca HIP m	OBSERVACIONES -	Carga de roca HIP m	Presión lateral m	Presión en m			
											INICIAL	FINAL									
36	95	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1. Roca Intacta	0	0	Revestimiento -- solo si hay - RIPPING -	1. ESTABLE	0.05	Ligeramente suelto				
											2. Roca fracturada	0	0.25 B	Astillamiento común.	2. Casi Estable	0.5 - 1	Algunas rocas caen por afloramiento	Ligeramente quebrada.	Poco # de afloramiento		
											3. Roca fracturada con arenas	0	0.5 B	Presiones laterales a las estratos son balanceadas.	3. Ligeramente quebrada.	1 - 2	Afloramiento con el tiempo	0/3-4	4	0/0	0
											4. Roca fracturada con arenas y gravas	0 a 0.15 C	0.15 a C	Generalmente no hay presiones de lado. Cambios verticales de carga de la roca a la vez.	4. Moderadamente quebrada.	2 - 4	Afloramiento estable, se rompe después de mucho tiempo				
											5. Roca fracturada con arenas y gravas, muy quebrada.	0 a 0.6 C	0.35 C a 1.1 C	1) No o ninguna presión lateral.	5. Quebrada	4 - 10	Estable, pero se rompe rápidamente.				
											6. Completa - mente triturada.		1.1 C	2) Considerables presiones laterales revestimiento continuo.	6. Muy quebrada	10 - 15	Afloramiento durante la excavación, desprendimiento del techo.	Muy quebrada.	Afloramiento con el tiempo		
											7. Grava y arena	0.54 C a 1.2 C	0.62 C a 1.38 C	- Densa - Presión lateral $P_h = 0.3 \times (0.5 H + HIP)$					3/11 - 13	0/1	1 - 2
												0.94 C a 1.2 C	1.08 C a 1.38 C	- Suelto -				Suavemente quebrada.	Falla el techo, afloramiento durante la excavación.		4
											9. Fluye a profundidades moderadas.		1.1 C a 2.1 C	Fuertes presiones laterales. Se requiere soporte continuo.	7. Fluye ligeramente	15 - 25	Presiones Altas	Suave. Fluye a profundidades moderadas.	10 - 13/15 - 25	4/4	6
											9. Fluye a grandes profundidades		2.1 C a 4.5 C		8. Fluye moderadamente	25 - 40		SUAVE. FLUYE FUERTEMENTE A GRANDES PROFUNDIDADES.	15-25/47-75	8/6	12
		Arriba de 250' (80 m)	Uso de soporte circular.	9. Fluye fuertemente	40 - 60	Presiones muy altas															
<p>TERZAGHI (1916) Nota: 1) Para clases de roca 4, 5, 6, 7 cuando está arriba del nivel de fractura se reducen las cargas al 50% 2) Para arenas (7) HIP mín. es para movimientos pequeños (-0.01 C a 0.02 C) HIP. máx. para grandes movimientos (-0.15 C). 3) Si es el ancho del túnel $C = B + H_p$ = ancho + altura del túnel. Para el caso de estratos $H_p = 0$</p>													<p>STINI (1950) Nota: Las cargas son para túneles de 5 m de ancho. Para L metros de ancho: $HIP = 11 \frac{L}{PS} (0.5 + 0.1 L)$</p>			<p>BIRBAUMER (1913) y otros. REV. DEWDEL (1948) Nota: Originalmente las cargas fueron dadas en t/m².</p>					

TABLA No. 2. - CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS CONTINUOS.

CAPACITY IN POUNDS PER FOOT OF TUNNEL WIDTH

MAXIMUM FIBER STRESS—27000 LBS. PER SQ. IN.

BEAM		Width of Tunnel to Outside Design Concrete Line															
Nominal Depth, Flange Width & Type	Wt. Per Foot	14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"	44'-0"
		40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"
		Maximum Blocking Point Spacing															
4" I	7.7	3090	2750														
4" x 4" H	13.0	5380	4850	4400	4020												
5" I	10.0	4530	4070	3690	3360												
5" x 5" Stanchion	16.0	7730	7000	6330	5770												
5" x 5" H	18.9	8250	7910	7190	6550												
6" I	12.5	6290	5660	5110	4550												
6" I	17.25	7990	7150	6490	5920	4260											
6" x 4" Light Beam	12.0	6200	5560	5020	4570	4200											
6" x 4" " "	16.0	8480	7600	6870	6270	5710	5300										
6" x 6" Stanchion	15.5	8380	7500	6750	6150	5600	5230										
6" x 6" H	20.0	10740	9630	8710	7930	7270	6700	6220	5780								
6" x 6" H	25.0	13270	11890	10770	9500	8920	8260	7650	7140	6670							
7" I	15.3			6740	6130	5610	5190										
8" I	18.4			8590	7820	7170	6610										
8" I	23.0			10240	9330	8550	7890	7310	6790	6340	5940	5580	5250				
8" x 4" Light Beam	15.0			7110	6470	5930	5470										
8" x 8" H	34.3			16820	15310	14020	12940	12000	11160	10410	9750	9170	8640	8180	7740	7350	6990
8" x 5 1/4" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890									
8" x 5 1/4" " "	20.0			9020	8910	8160	7550	7010	6500	6070							
8" x 6 1/2" " "	24.0			11920	10860	9930	9170	8500	7900	7350	6920	6490	6120	5790	5490		
8" x 6 1/2" " "	28.0			14010	12670	11600	10710	9930	9220	8610	8070	7580	7150	6770	6410		
8" x 8" " "	31.0			15550	14160	12970	11970	11090	10300	9630	9020	8470	7970	7560	7150	6790	6470
8" x 8" " "	35.0			17590	16030	14750	13540	12550	11670	10900	10200	9600	9040	8550	8100	7680	7310
8" x 8" " "	40.0			20100	18300	16750	15470	14330	13320	12430	11650	10960	10330	9760	9250	8770	8300
8" x 8" " "	46.0				22090	20240	18670	17310	16080	15030	14070	13230	12480	11820	11270	10510	10000
8" x 8" " "	58.0					21410	22530	20880	19390	18120	17000	15990	15070	14240	13500	12810	12180
8" x 8" " "	67.0					28240	26090	24190	22470	20960	19650	18470	17410	16480	15610	14800	14110
10" I	25.4					10810	9970	9240	8550	8020	7510	7060	6660	6300	5970	5670	5400
10" I	35.0					14080	12980	12030	11180	10450	9790	9170	8670	8200	7760	7370	7010
10" x 5 1/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610
10" x 5 1/4" " "	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7280	6860	6470	6180	5860	5580
10" x 6" " "	33.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	7380
10" x 8" " "	39.0					17580	16220	15030	13950	13040	12230	11490	10840	10260	9720	9240	8770
10" x 8" " "	45.0					20360	18750	17300	16170	15100	14150	13310	12550	11870	11250	10690	10170
10" x 10" " "	49.0						20580	19090	17740	16570	15550	14610	13780	13030	12350	11730	11170
10" x 10" " "	54.0						22720	21090	19590	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960	12330
10" x 10" " "	60.0						28070	25760	23940	22350	20960	19710	18580	17570	16660	15830	15060
12" x 8" " "	45.0									15940	14940	14050	13260	12540	11890	11310	10750
12" x 10" " "	53.0									18980	17800	16740	15790	14940	14170	13450	12820
12" x 12" " "	65.0									23350	21930	20620	19450	18420	17470	16590	15810

Values shown are for stress of 27 Kips
For 24 Kips multiply by .889

85
 TABLA No. 3 . - CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS DE CLAVE CON RASTRAS.

CAPACITY IN POUNDS PER FOOT OF TUNNEL WIDTH

MAXIMUM FIBER STRESS--27000 LBS. PER SQ. IN.

BEAM		Width of Tunnel to Outside Design Concrete Line															
Nominal Depth, Flange Width & Type	Wt. Per Foot	12'-0" 40"	14'-0" 42"	16'-0" 44"	18'-0" 46"	20'-0" 48"	22'-0" 50"	24'-0" 52"	26'-0" 54"	28'-0" 56"	30'-0" 58"	32'-0" 60"	34'-0" 62"	36'-0" 64"	38'-0" 66"	40'-0" 68"	42'-0" 70"
		Maximum Blocking Point Spacing															
4" I	7.7	3090	2750														
4" x 4" H	13.0	5350	4550	4400	4020												
5" I	10.0	4530	4070	3690	3360												
5" x 5" Stanchion	16.0	7750	7000	6350	5770												
5" x 5" H	13.9	8340	7940	7190	6550												
6" I	12.5	6290	5660	5110	4550	4260											
6" I	17.25	7990	7180	6490	5920	5430	5010										
6" x 4" Light Beam	12.0	6200	5560	5020	4570	4200											
6" x 4" " "	16.0	8450	7600	6870	6270	5740	5300										
6" x 6" Stanchion	15.5	8350	7500	6750	6190	5660	5230										
6" x 6" H	20.0	10740	9630	8710	7930	7270	6700	6220	5780								
6" x 6" H	25.0	13270	11590	10770	9800	8950	8280	7650	7140	6670							
7" I	15.3			6740	6130	5610	5190										
8" I	18.4			8590	7820	7170	6610										
8" I	23.0			10210	9330	8550	7820	7310	6790	6340	5940	5580	5250				
8" x 4" Light Beam	15.0			7110	6470	5930	5470										
8" x 8" H	34.3			16820	15310	14020	12940	12000	11160	10410	9750	9170	8640	8180	7740	7350	6990
8" x 5 1/4" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5920									
8" x 5 1/4" " "	20.0			9820	8940	8160	7550	7010	6500	6070							
8" x 6 1/2" " "	24.0			11920	10960	9930	9170	8500	7900	7380	6920	6490	6120	5790	5490		
8" x 6 1/2" " "	28.0			14010	12670	11600	10710	9930	9220	8610	8070	7580	7150	6770	6410		
8" x 8" " "	31.0			15550	14160	12970	11970	11090	10300	9630	9020	8470	7990	7560	7150	6790	6470
8" x 8" " "	35.0			17590	16030	14750	13540	12550	11670	10900	10200	9600	9040	8550	8100	7680	7310
8" x 8" " "	40.0			20160	18300	16750	15470	14350	13320	12430	11650	10960	10330	9760	9250	8770	8350
8" x 8" " "	43.0				22090	20240	18670	17310	16080	15030	14070	13230	12480	11690	11070	10510	10000
8" x 8" " "	53.0					24410	22530	20860	19390	18120	17000	15990	15070	14240	13500	12810	12190
8" x 8" " "	67.0					28240	26090	24190	22170	20280	19350	18470	17410	16480	15610	14800	14110
10" I	25.4					10310	9970	9240	8550	8020	7510	7060	6660	6300	5970	5670	5400
10" I	35.0					14080	12960	12050	11180	10450	9790	9190	8670	8200	7760	7370	7010
10" x 5 1/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610
10" x 5 1/4" " "	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7280	6860	6510	6180	5860	5560
10" x 8" " "	35.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	7360
10" x 8" " "	39.0					17550	16220	15030	13960	13040	12230	11490	10840	10260	9720	9240	8790
10" x 8" " "	45.0					20350	18760	17350	16170	15100	14150	13310	12550	11870	11250	10670	10170
10" x 10" " "	49.0						20550	19090	17740	16570	15550	14610	13780	13030	12350	11730	11170
10" x 10" " "	54.0						22720	21090	19590	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960	12330
10" x 10" " "	66.0						28070	25760	23940	22350	20960	19710	18580	17570	16660	15830	15090
12" x 8" " "	45.0									15940	14940	14050	13260	12540	11890	11310	10750
12" x 10" " "	53.6									18930	17800	16740	15790	14940	14170	13450	12820
12" x 12" " "	65.0									23360	21940	20620	19450	18420	17470	16590	15810

Values shown are for stress of 27 Kips
 For 24 Kips multiply by .859

T A B L A 4

RELACION ENTRE EL R.Q.D., INDICE DE VELOCIDAD Y LA CALIDAD DE LA ROCA.

R.Q.D.	INDICE DE VELOCIDAD			DESCRIPCION DE LA CALIDAD DE LA ROCA
0-25	0	a	0.20	Muy mala
25-50	0.20	a	0.40	Mala
50-75	0.40	a	0.60	Regular
75-90	0.60	a	0.80	Buena
90-100	0.80	a	1.00	Excelente

$$\text{INDICE DE VELOCIDAD} = \frac{v_f}{v_l} \cdot 2$$

v_f = VELOCIDAD SISMICA - IN-SITU.

v_l = VELOCIDAD SONICA EN EL LABORATORIO.

DEER (1967) Y MERRITT (1968).

T A B L A 5

RELACION ENTRE EL R.Q.D. Y LAS NECESIDADES DE SOPORTE

R.Q.D.	ADEME REQUERIDO ANCHO DEL TUNEL		
	3.04 m. (10 ft)	7.60 m. (25 ft)	15.20 m. (50 ft)
90-100	Mín	Mín a Int	Int a Max
75-90	Min a Int	Int	Max
50-75	Int a Max	Max	Max
25-50	Max	Max	Max
0-25	Max	Max	Max

Soporte Mínimo = Mín. = No necesita ademe ó anclas ocasionales.

Soporte Intermedio = Int = Marcos ligeros ó plantilla de anclaje.

Soporte Máximo = Max = Marcos pesados de acero ó anclas largas y malla.

Coon (1968).

T A B L A 6

ESPACIAMIENTO PRELIMINAR DE SONDEOS DE EXPLORACION

PROFUNDIDAD DEL TUNEL.	ESPACIAMIENTO DE LOS SONDEOS DE EXPLORACION
227 m. (750 ft)	304-760 m. (1000-2500 ft)
91-227 m. (300-750 ft)	152-304 m. (500-1000 ft)
91 m. (300 ft)	30-152 m. (100- 500 ft)

TABLA No. 7. - RECOMENDACION PARA LOS SISTEMAS DE SOPORTE EN TUNEL EN ROCA

CALIDAD DE LA ROCA.	METODO CONSTRUCTIVO	SISTEMA DE SOPORTE		
		MARCOS METALICOS 2	ANCLAS 3	CONCRETO LANZADO
EXCELENTE 1 RQD > 90	A. Perforadora Integral.	Ninguno a ligero. carga de roca - (0.0 a 0.2) B	Ninguna	uno ó aplicaciones locales.
	B. Convencional.	Ninguno a ligero carga de roca - (0.0 a 0.3) B	Ninguna	Ninguno ó aplicación local 2 a 3 pulg.
BUENA 1 75 > RQD < 90	A. Perforadora Integral.	Ocasionalmente Marcos ligeros colocados entre 1.5 y 1.8 m. carga de roca - (0.0 a 0.4) B	Ocasionalmente - anclas separadas a 1.50 ó 1.8 m. - centro a centro.	Ocasional aplicación local 2 a 3 pulg.
	B. Convencional	Marcos colocados a 1.5 ó 1.8 m. - carga de roca -- (0.3 a 0.6) B	Plantilla de anclas separadas 1.5 ó - 1.8 m. centro a - centro.	Ocasionalmente aplicación local 2 a 3 pulg.
REGULAR 50 > RQD < 75	A. Perforadora Integral.	Marcos ligeros a - mediano 1.5 a 1.8 m. c.a.c. carga de roca (0.4 a 1.0) B	Plantilla de anclas de 1.2 a 1.8 m. - c.a.c.	2 ó 4 pulg. en la clave.
	B. Convencional	Marcos ligeros a --- medianos con 1.20 a 1.5 mts. c.a.c. --- carga de roca --- (0.6 a 1.3) B	Plantilla de 0.9 a 1.5 m. c.a.c.	4 pulg. ó más en la clave y en las paredes.

MALA. 25 RQD-56	2 A. Perforadora Integral.	Marcos circulares medianos separados entre 1.20 mts. c.a.c. carga de roca (1.0 a 1.6) B	Plantilla de 0.9 a 1.5m c.a.c.	4 a 6 pulg. en clave y paredes combinado con anclajes.
	B. Convencional	Marcos de medianos a pesados colocados entre 0.6 y 1.20 mts. c.a.c. carga de roca (1.3 a 2.0) B	Plantilla de 0.6 a 1.20 mts. c.a.c.	6 pulg. ó más en la clave y paredes, combinado con anclajes.
MUY MALA RQD-25	3 A. Perforadora Integral.	Circulares medianos a pesados colocados a 0.60 m. c.a.c. carga de roca (1.6 a 2.2) B	Plantilla de 0.60 a 1.20 m.	6 pulg. ó más en toda la sección combinado con marcos medianos.
	B. Convencional	Circulares pesados a 0.60 m. c.a.c. carga de roca (2.0 a 2.8) B	Plantillas de 0.90 m. c.a.c.	6 pulg. ó más en toda la sección combinado con marcos medianos ó pesados.
MUY MALA (roca que fluye ó expansiva)	4 A. Perforadora Integral.	Circulares muy pesados 0.60 mts. c.a.c. carga de roca arriba de 75 mts.	Plantillas 0.60 a 0.90 m c.a.c.	6 pulg. ó más combinado con marcos pesados.
	B. Convencional	Circulares muy pesados 0.60 mts. c.a.c. carga de roca arriba de 75 mts.	Plantillas de 0.60 a 0.40 c.a.c.	6 pulg. ó más combinado con marcos pesados.

- NOTAS:
- 1.- En roca buena y excelente, el soporte requerido en general es mínimo pero puede depender de la geometría de los factores, del diámetro del túnel y de la orientación relativa de las fracturas.
 - 2.- El retaque de madera usualmente es igual a cero en la roca excelente y varía entre 25% en roca buena y 100% en roca muy mala.
 - 3.- La necesidad de poner malla usualmente es cero en roca excelente y ocasional en roca buena hasta 100% en roca muy mala.
 - 4.- B = ancho del túnel

LISTA DE FIGURAS

- FIG. 1) Distribución de esfuerzos en la vecindad de un túnel cilíndrico en roca elástica con $k_0 = 1$.
- FIG. 2) Valor de los esfuerzos circunferenciales en los puntos A y C de la superficie de un túnel circular en función de k_0 .
- FIG. 3) Valor de los esfuerzos σ_v y σ_h en los planos vertical y horizontal por el centro de un túnel elíptico, con relación $a/c = 2$ y $k_0 = 0.25$.
- FIG. 4) Valor de los esfuerzos σ_v y σ_h en los planos vertical y horizontal por el centro de un túnel elíptico, de relación $a/c = 2$ para $k_0 = 0.25$.
- FIG. 5) Valor de los esfuerzos σ_v y σ_h en los planos vertical y horizontal por el centro de un túnel circular ($\frac{a}{c} = 1$) y $k_0 = 0.25$.
- FIG. 6) Distribución de esfuerzos circunferenciales principales en una galería de inspección ($k_0 = 0.25$) (Zangar y Phillips 1951).
- FIG. 7) Valor del radio "R" de la zona plástica en función del radio "a" del túnel, la cohesión "c", el esfuerzo vertical " p_2 " y la presión interior " p_i ".

FIG. 8) Radio de la zona plástica vs. $\frac{p_z + c \cot \phi}{p_i + c \cot \phi}$

FIG. 9) Distribución de esfuerzos alrededor de un túnel circular elastoplástico.

FIG. 10) Valor de la carga de roca de acuerdo a las dimensiones del túnel y de la calidad de la roca.

FIG. 11) Arco ó bóveda arriba de la excavación.

FIG. 12) Relación entre el tiempo, la sobre-excavación y carga de la roca.

FIG. 13) Sección típica de un marco de herradura.

FIG. 14) Distribución de cargas sobre marcos metálicos.

FIG. 15) Anclas con dispositivo de cuña y ranura.

FIG. 16) Anclas con concha de expansión.

FIG. 17) Ancla de fricción.

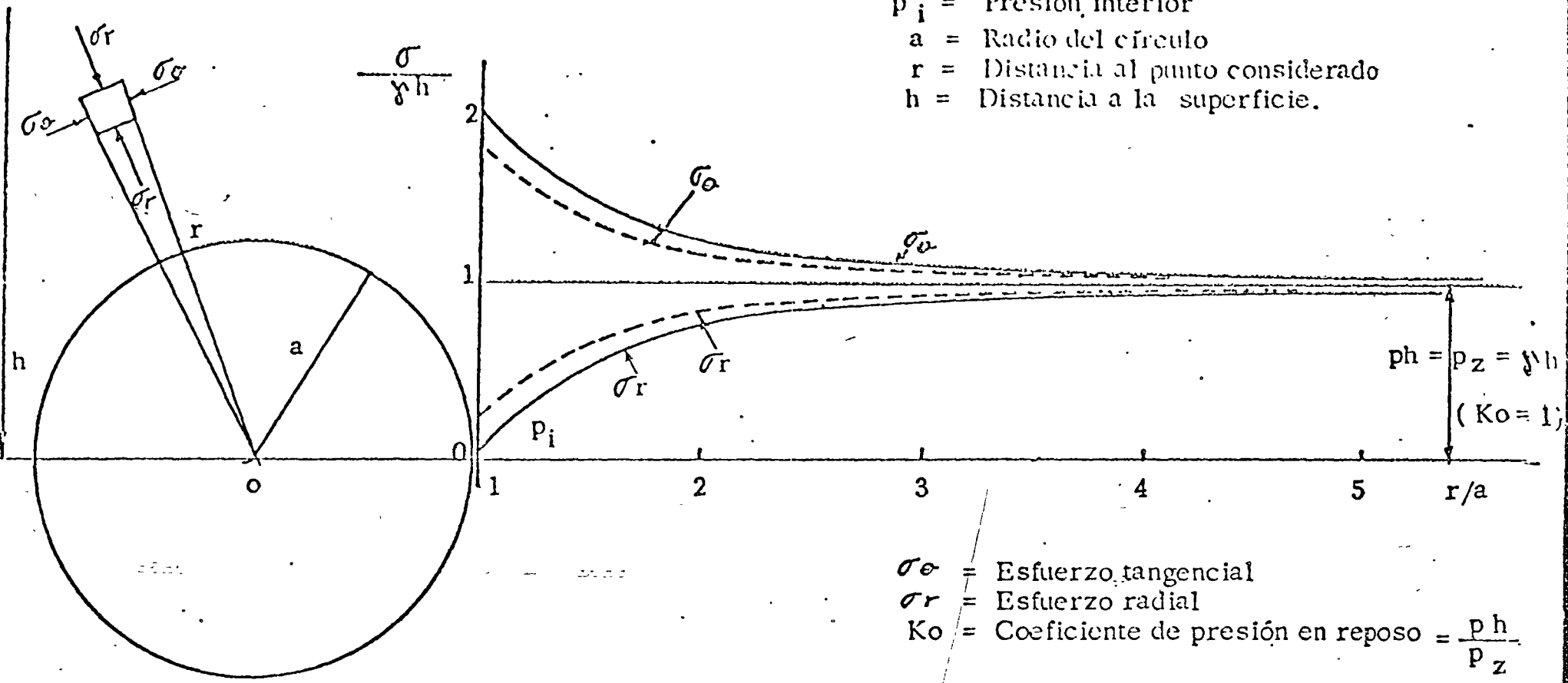
FIG. 18) Falla progresiva en roca soportada por concreto lanzado.

FIG. 19) Falla por rotación de grandes bloques en roca soportada con concreto lanzado.

FIG. 20) Falla por deslizamiento a lo largo de una superficie de debilidad.

FIG. 21) Relación entre el R.Q.D. y los factores de carga de roca.

p_z = Esfuerzo vertical in-situ
 p_h = Esfuerzo horizontal in-situ
 p_i = Presión interior
 a = Radio del círculo
 r = Distancia al punto considerado
 h = Distancia a la superficie.



σ_θ = Esfuerzo tangencial
 σ_r = Esfuerzo radial
 K_o = Coeficiente de presión en reposo = $\frac{p_h}{p_z}$

$$\sigma_r = p_z \left[1 - \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] + p_i \left(\frac{a}{r} \right)^2$$

$$\sigma_\theta = p_z \left[1 + \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] - p_i \left(\frac{a}{r} \right)^2$$

FIG. 1. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN TUNEL CILINDRICO EN ROCA ELASTICA.

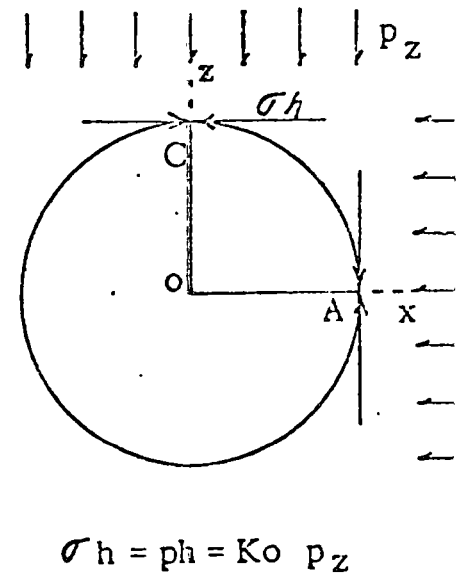
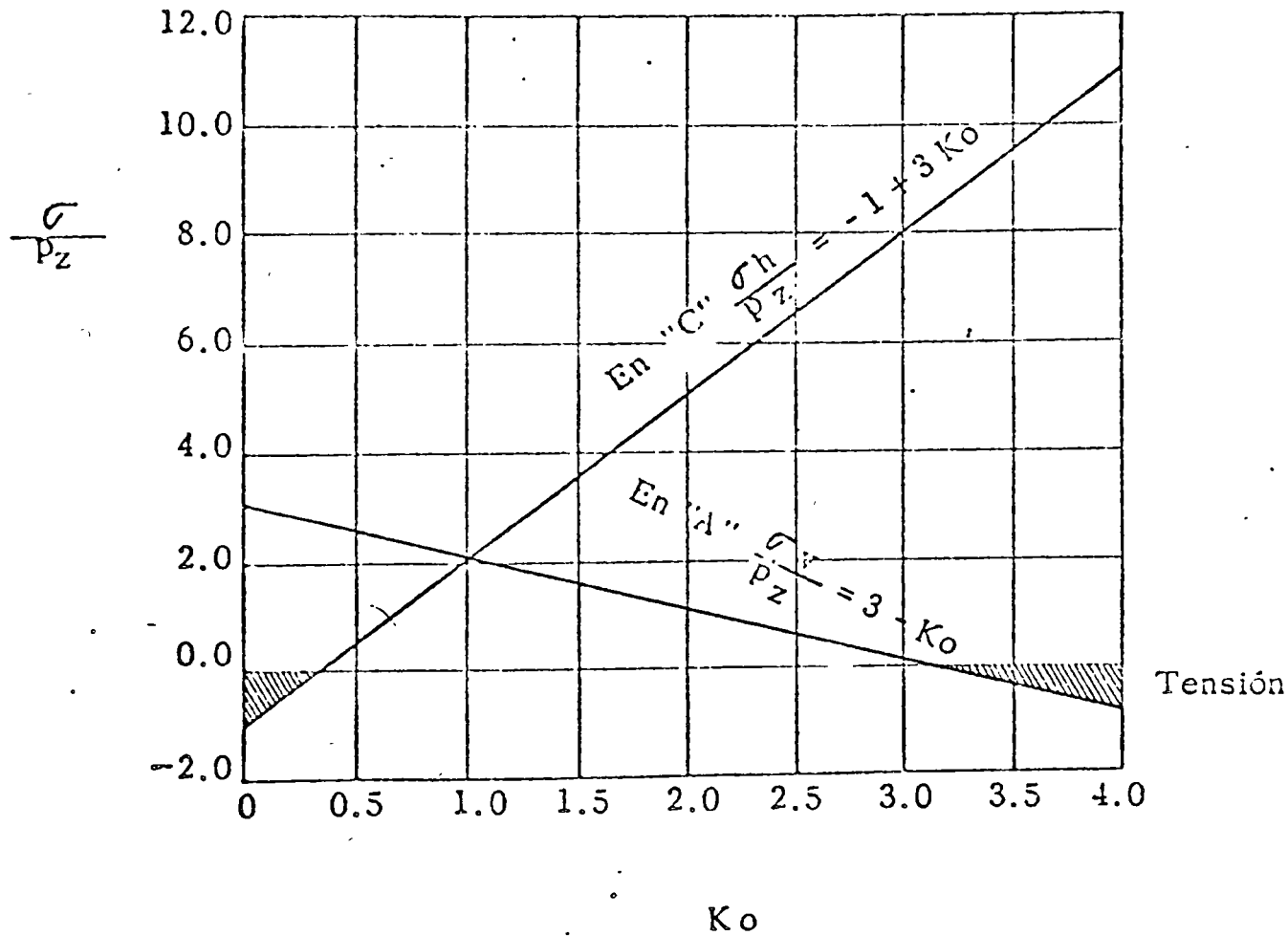


FIG. 2. - VALOR DE LOS ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES EN LOS PUNTOS A Y C DE LA SUPERFICIE DE UN TUNEL CIRCULAR EN FUNCION DE K_o .

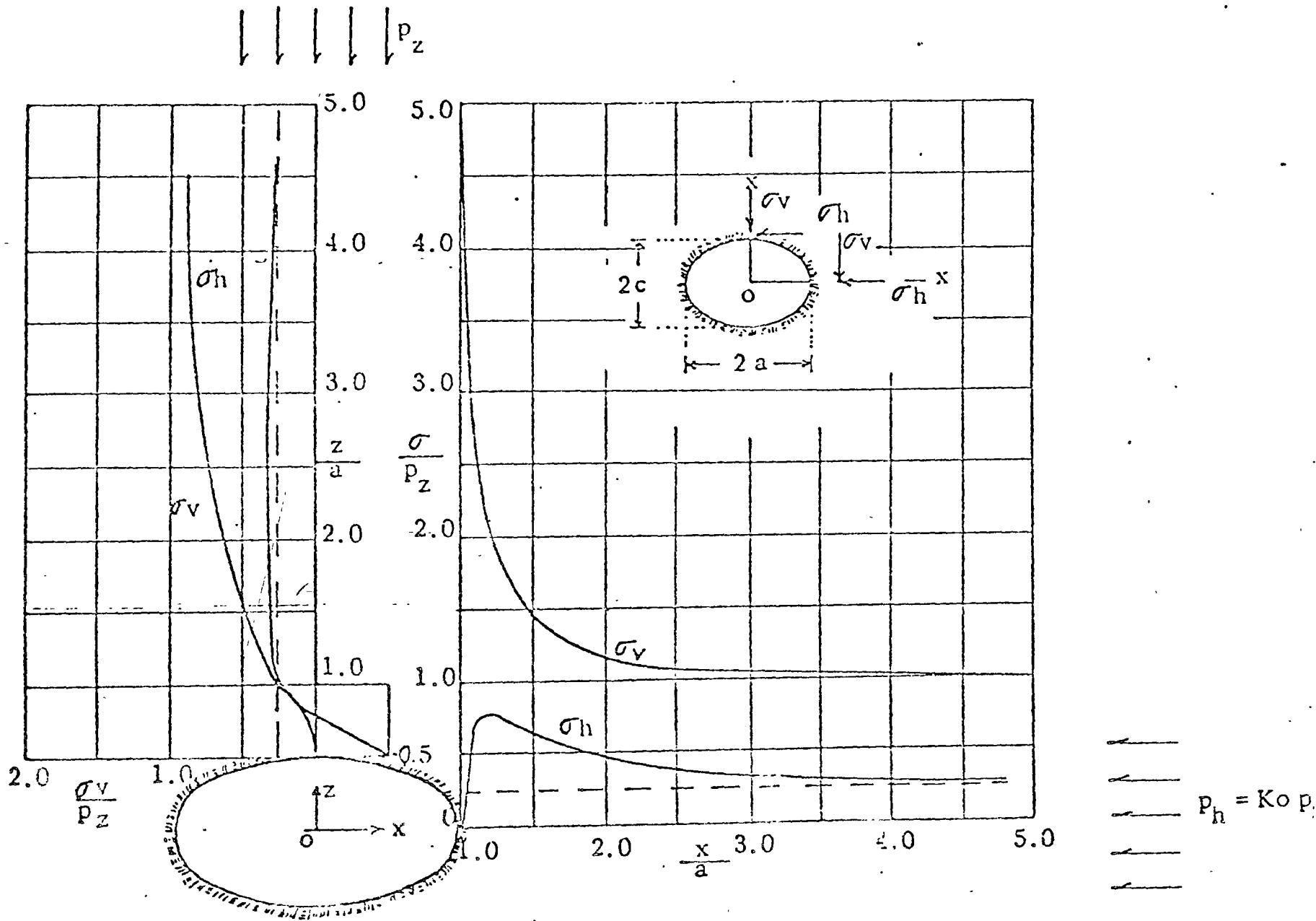


FIG. 4. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO DE RELACION $a/c = 2$ PARA $K_o = 0.25$.

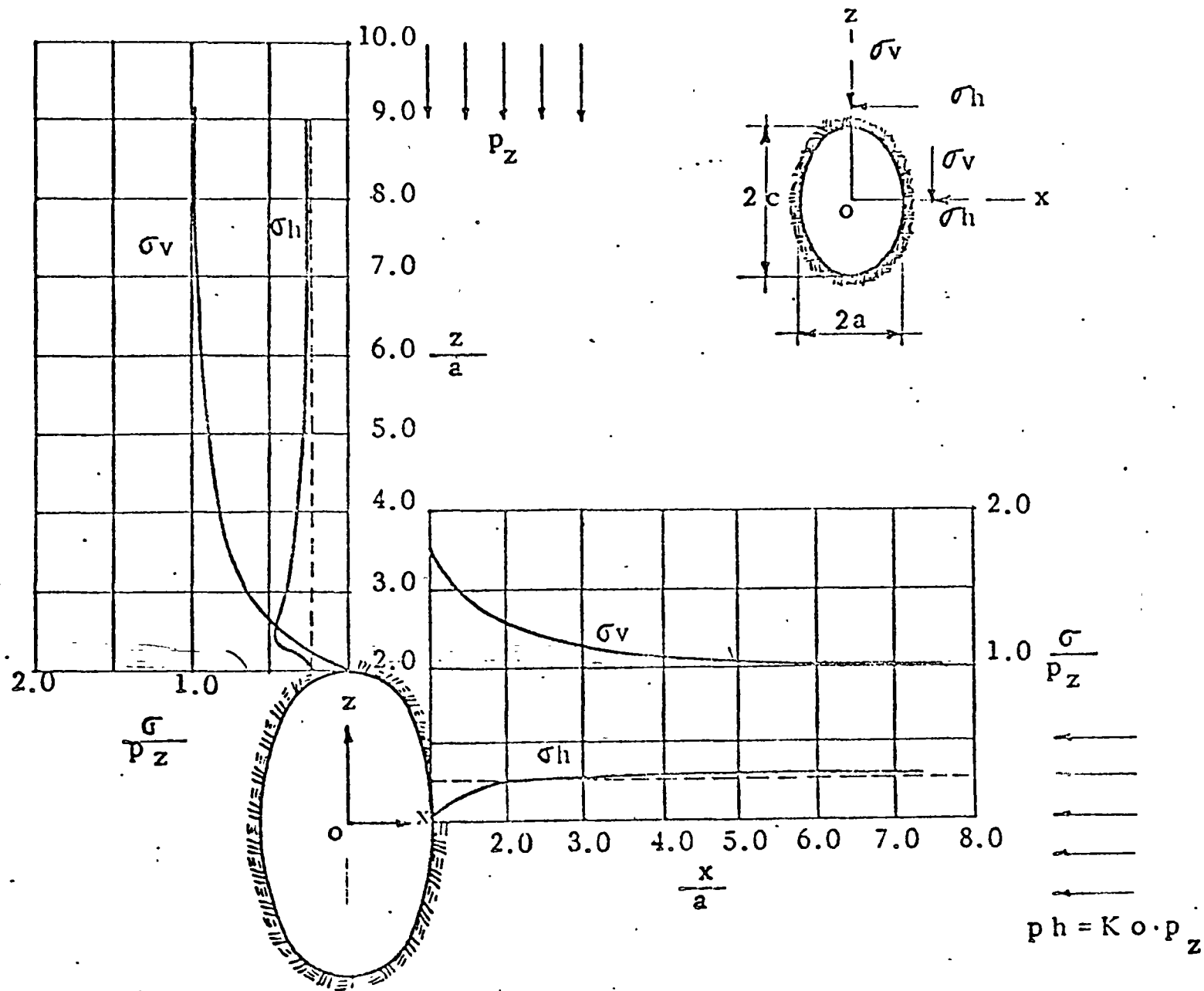
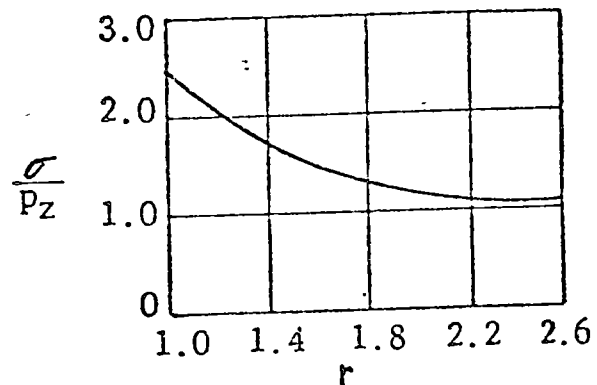
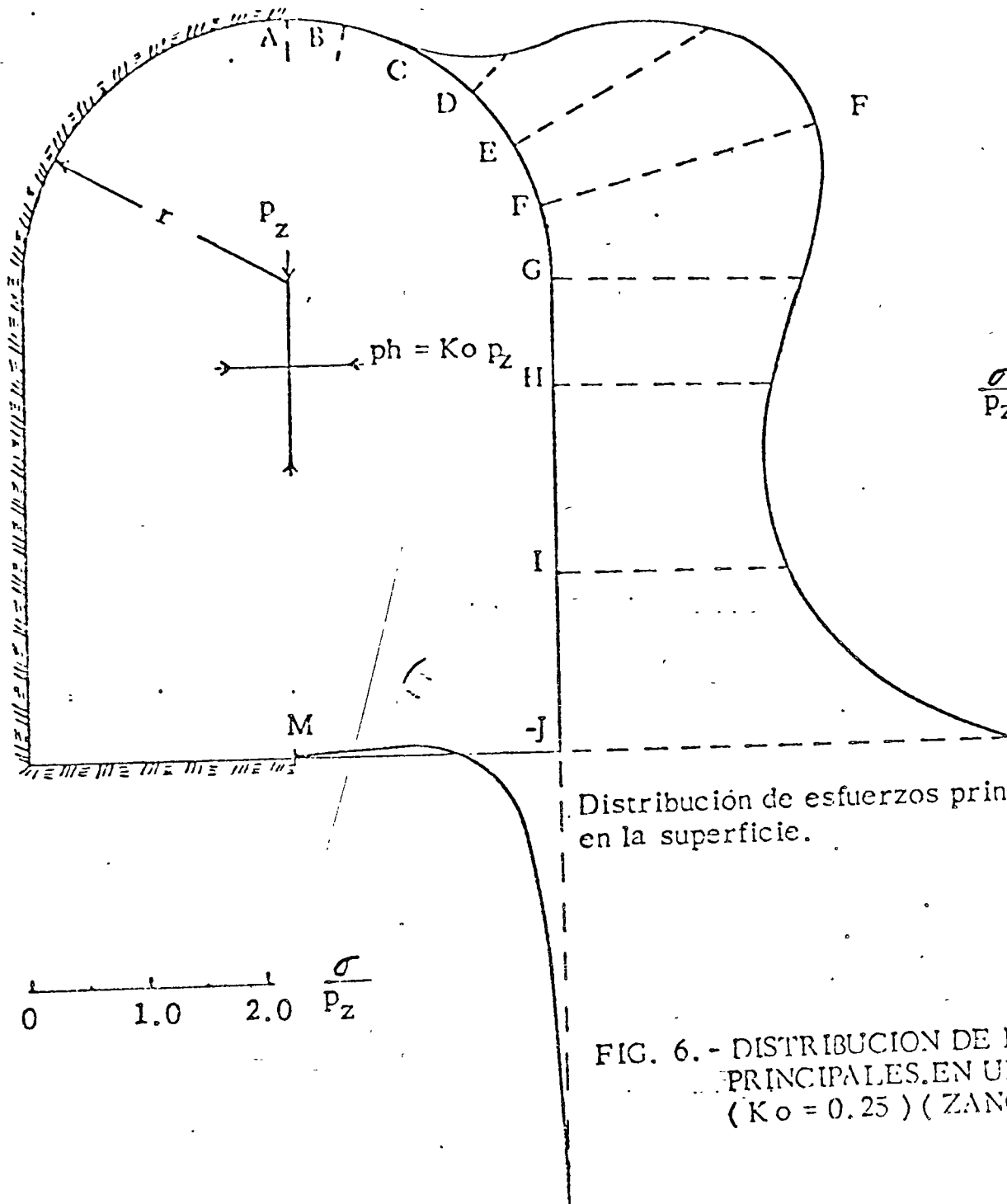


FIG. 3.- VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO CON RELACION $a/c = 2$ Y $K_o = 0.25$.



Distribución de esfuerzos circunferenciales a lo largo de la línea FF'.

Distribución de esfuerzos principales en la superficie.

FIG. 6. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES EN UNA GALERIA DE EXPLORACION ($K_o = 0.25$) (ZANGAR Y PHILLIPS 1951).

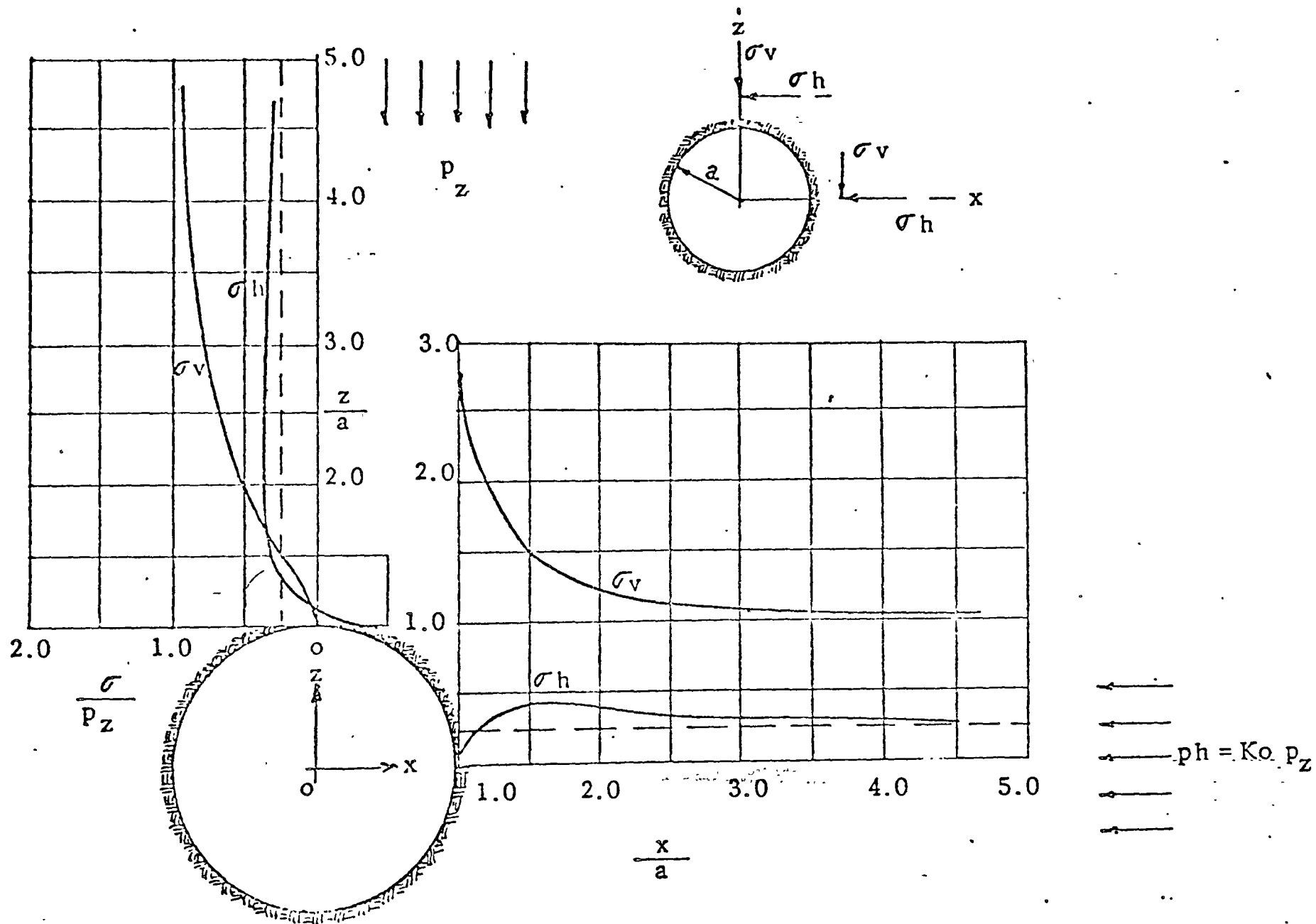


FIG. 5. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL CIRCULAR $\left(\frac{a}{c} = 1\right)$ Y $K_0 = 0.25$.

$$\frac{p_z + c \cot \varphi}{p_i + c \cot \varphi}$$

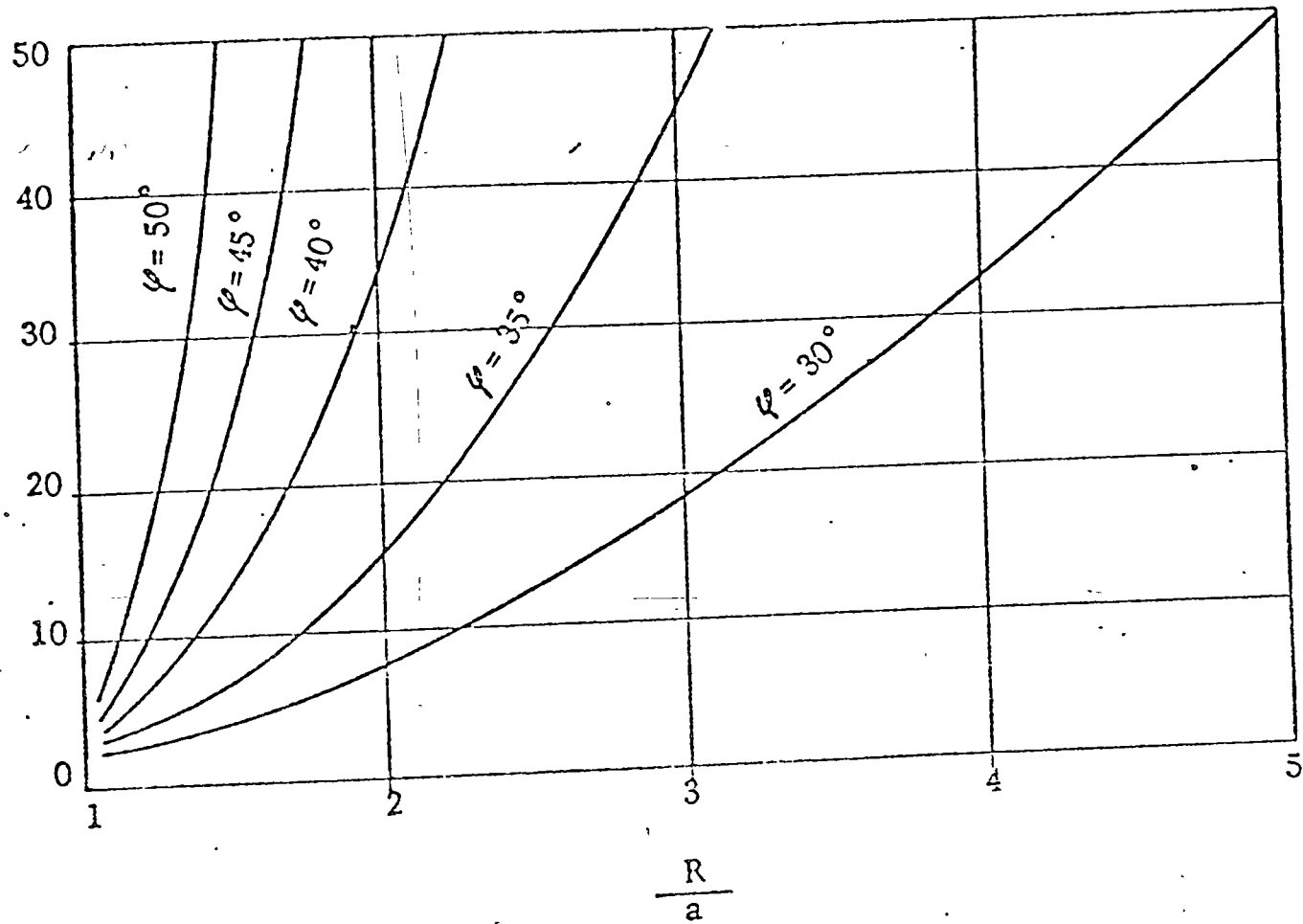


FIG. 8. - RADIO DE LA ZONA PLASTICA VS.

$$\frac{p_z + c \cot \varphi}{p_i + c \cot \varphi}$$

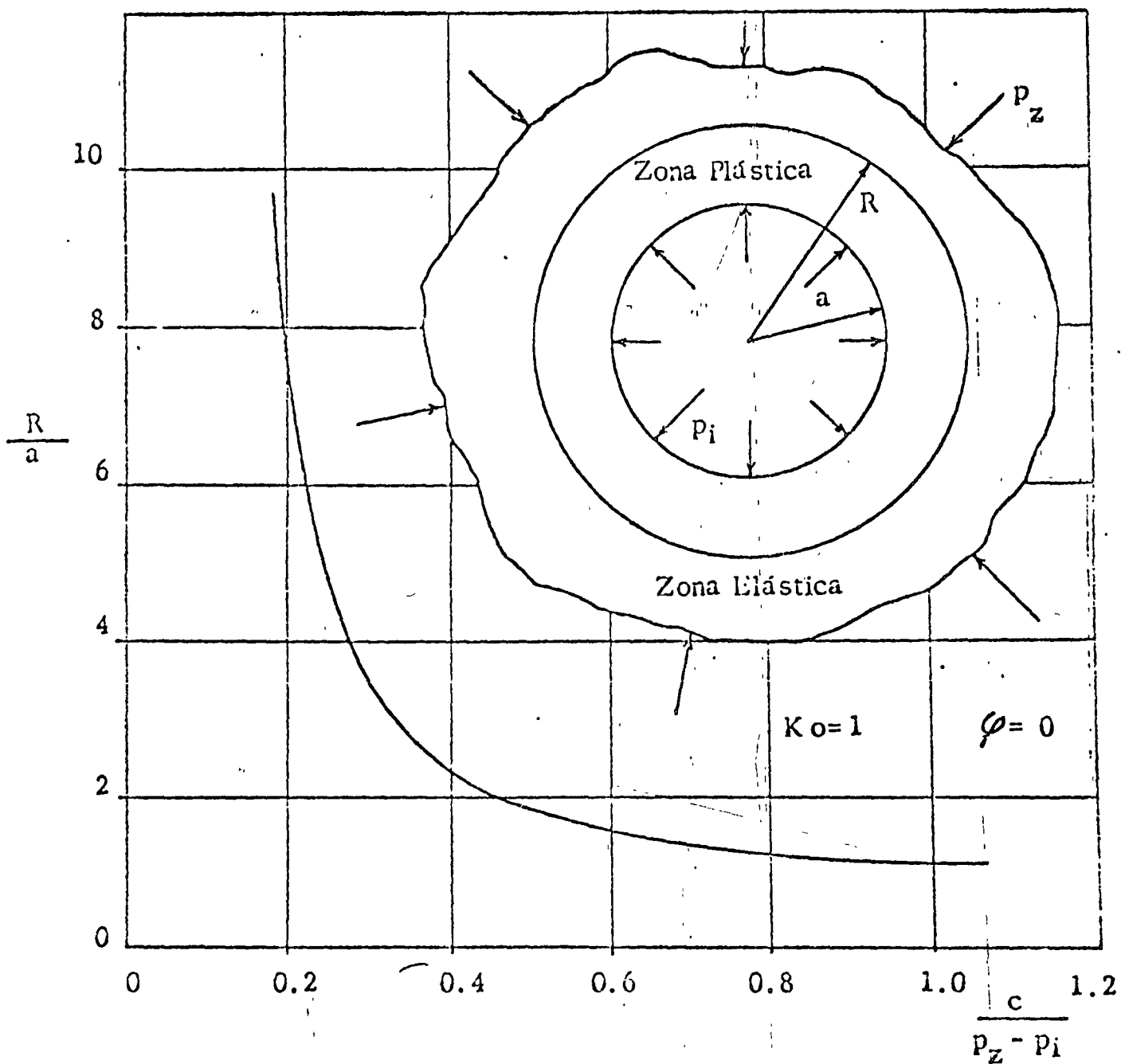


FIG.7. - VALOR DEL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTICA EN FUNCION - DEL RADIO "a" DEL TUNEL, LA COHESION "c", EL ESFUERZO VERTICAL "p_z" Y LA PRESION INTERIOR "p_i".

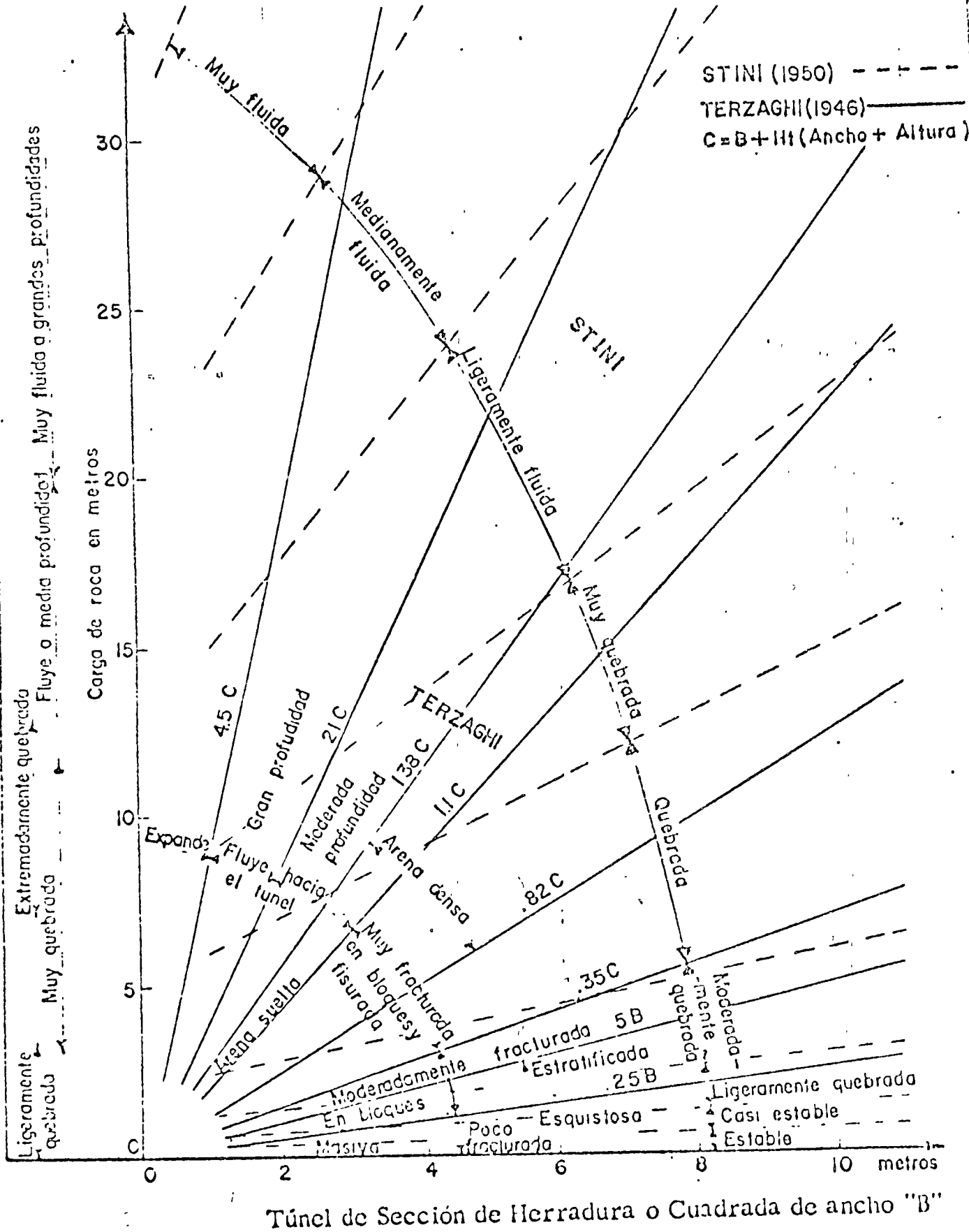


FIG. 10. - VALOR DE LA CARGA DE ROCA DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DEL TUNEL Y DE LA CALIDAD DE LA ROCA.

Para $\frac{p_z}{p_i} = 20$

Zona Plástica Zona Elástica

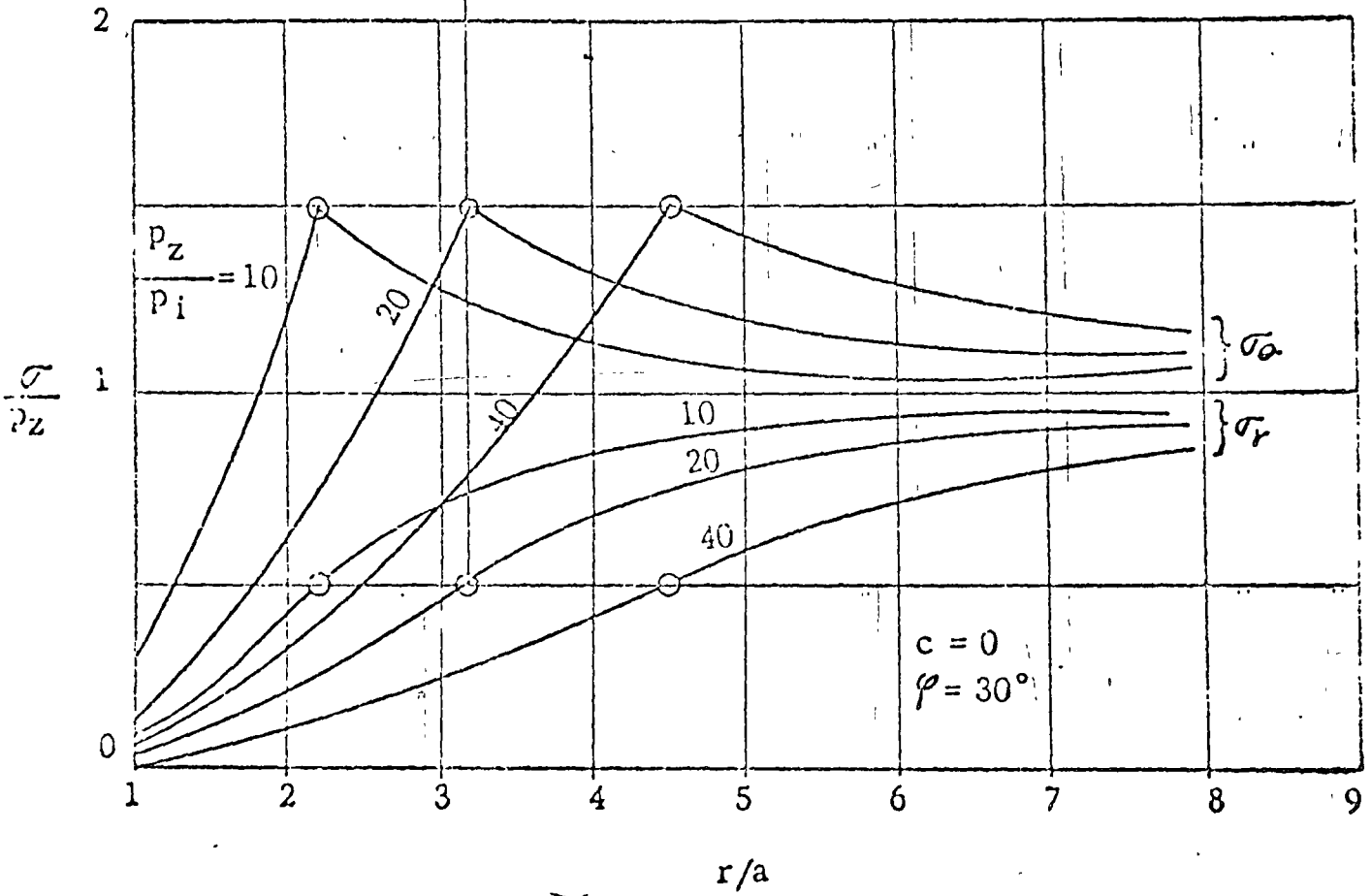


FIG. 9. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR EN MATERIAL ELASTOPLASTICO.

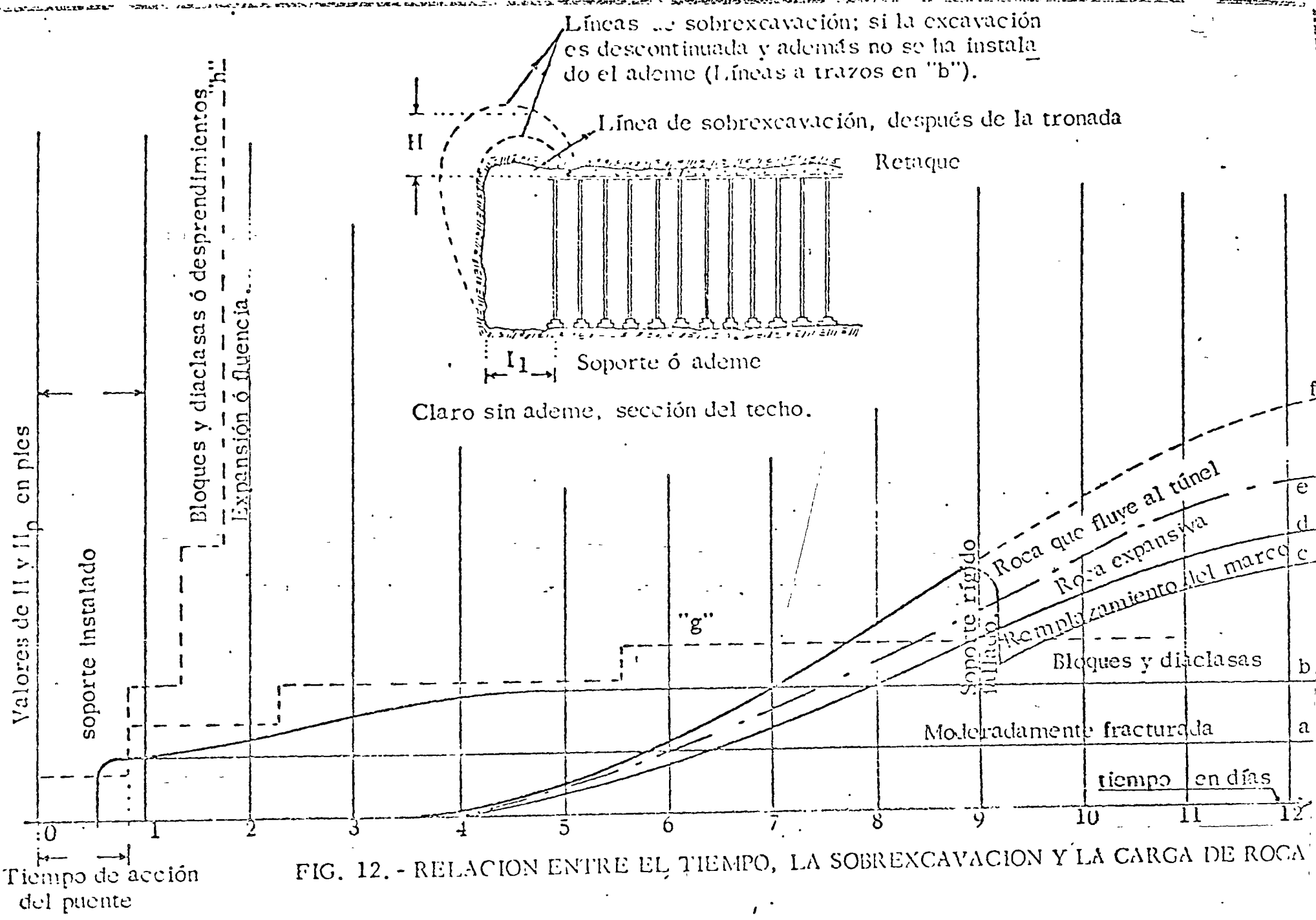


FIG. 12. - RELACION ENTRE EL TIEMPO, LA SOBREXCAVACION Y LA CARGA DE ROCA

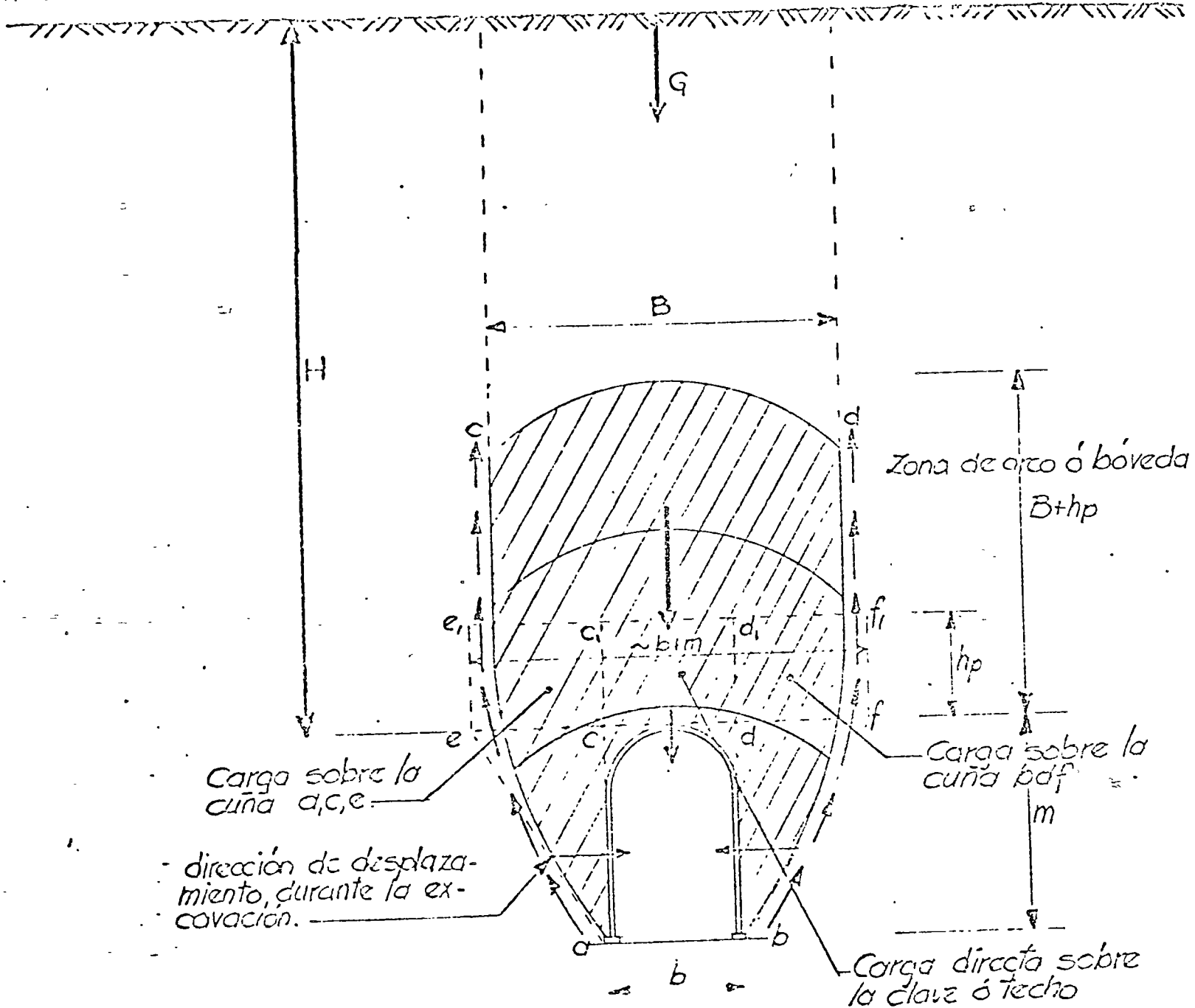


Fig 11 ARCO O BOVEDA ARRIBA DE LA EXCAVACION

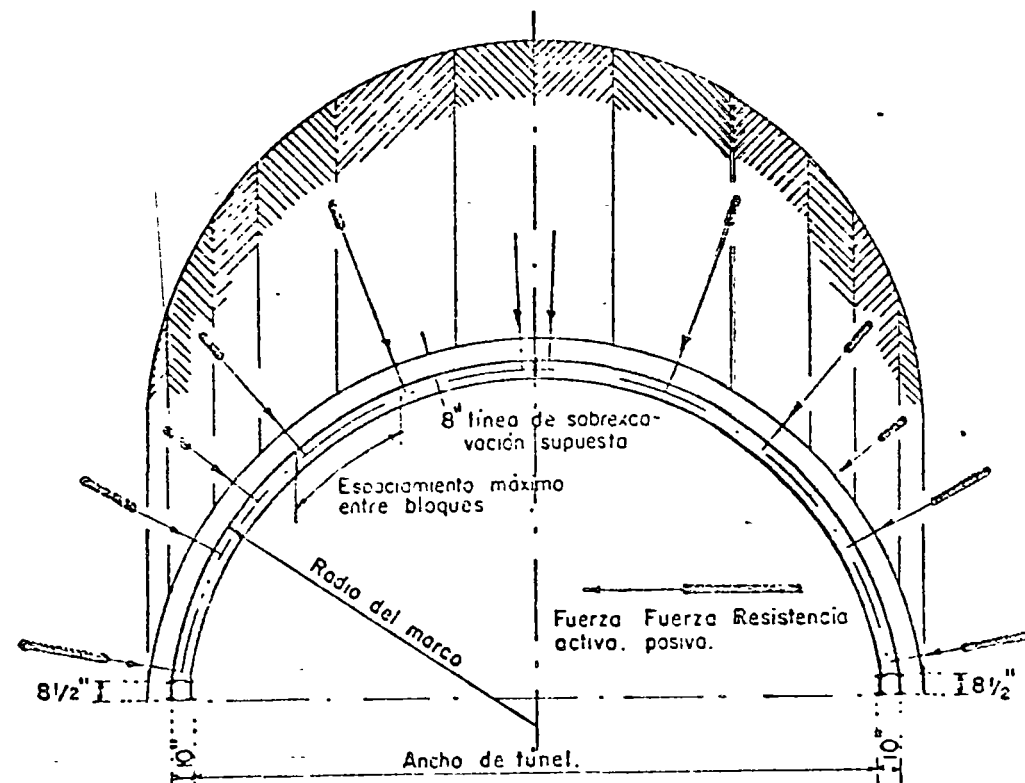
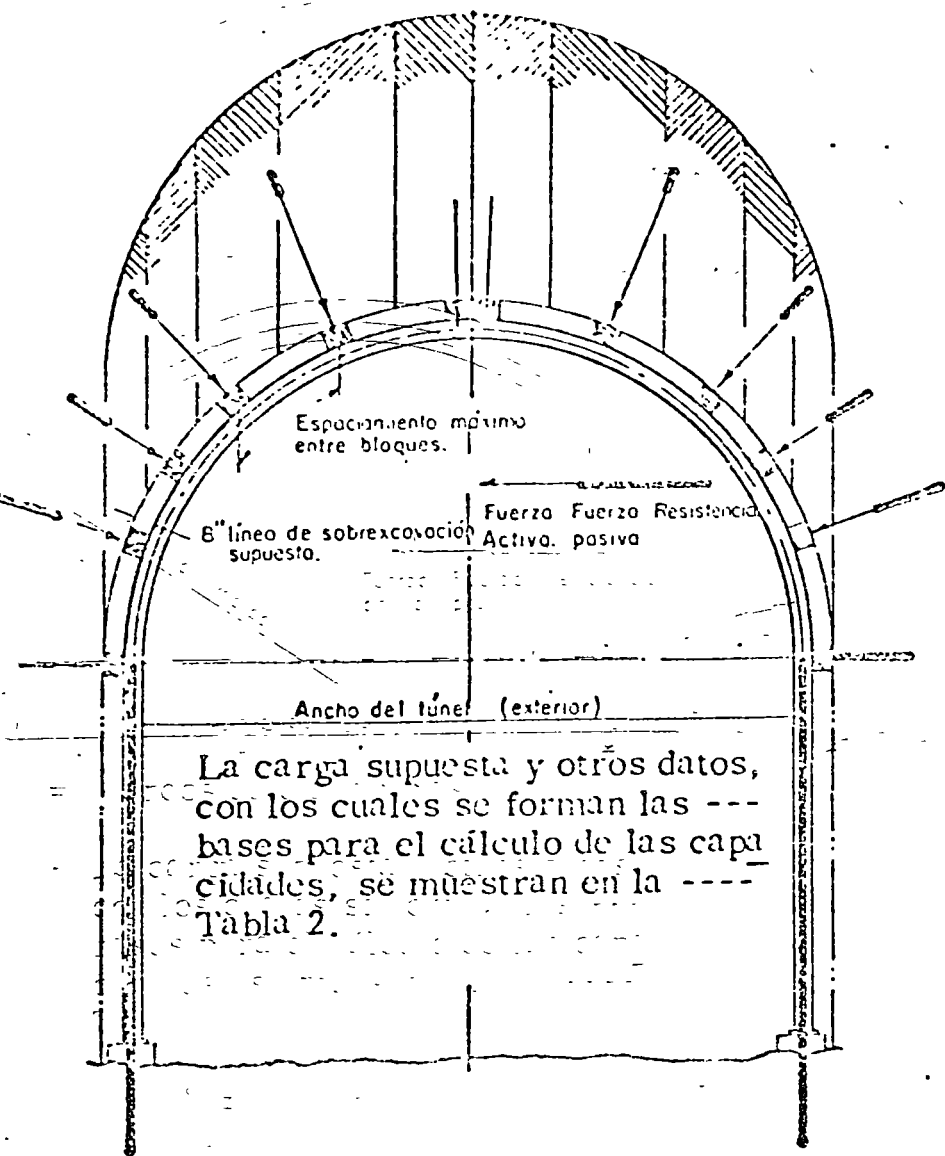
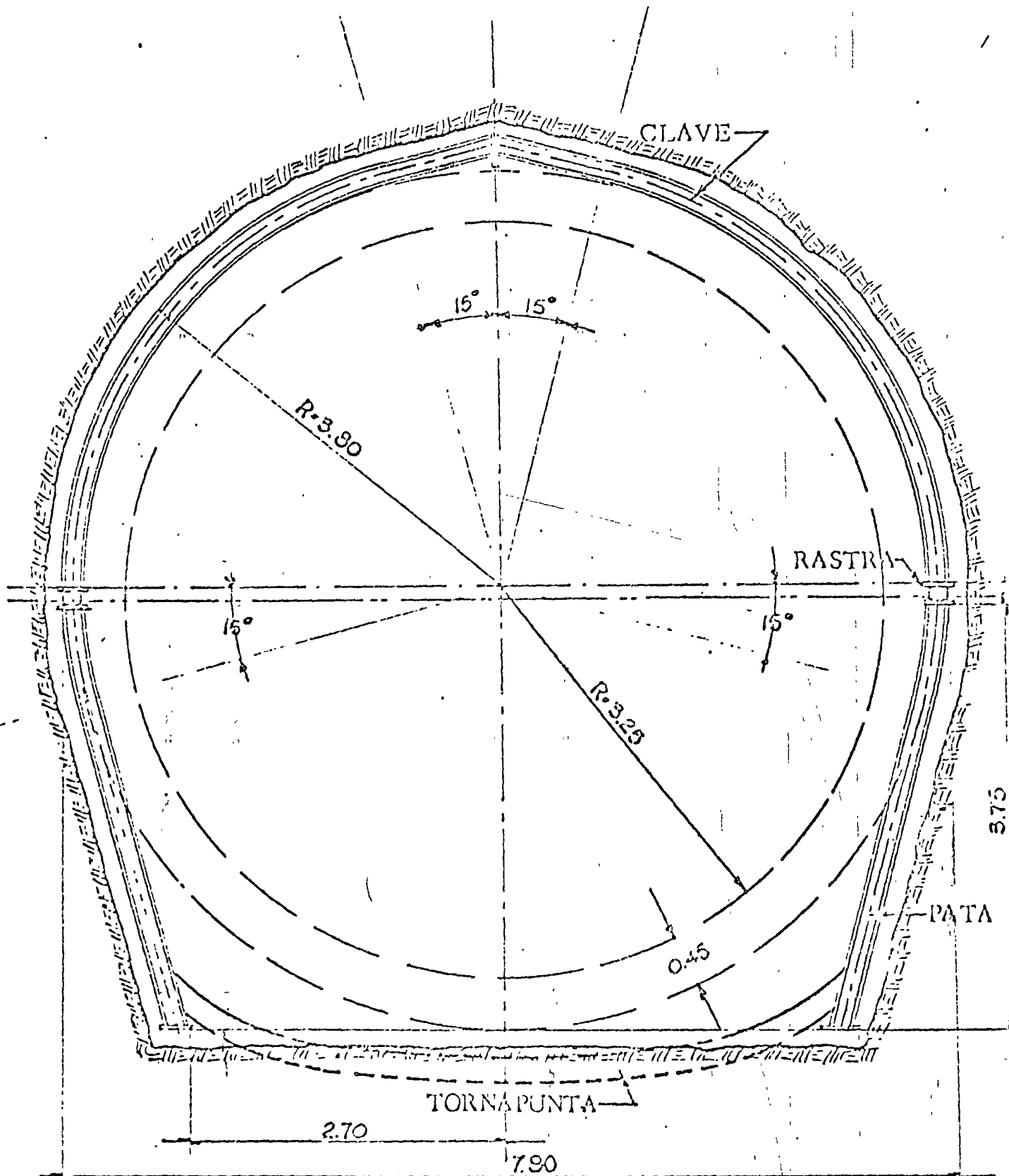
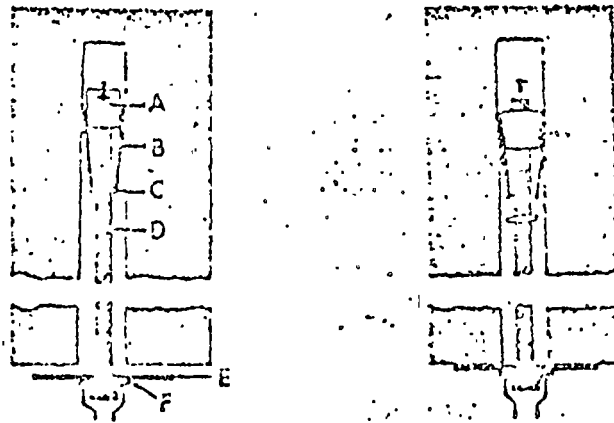


FIG. 14. - DISTRIBUCION DE CARGAS SOBRE MARCOS METALICOS.

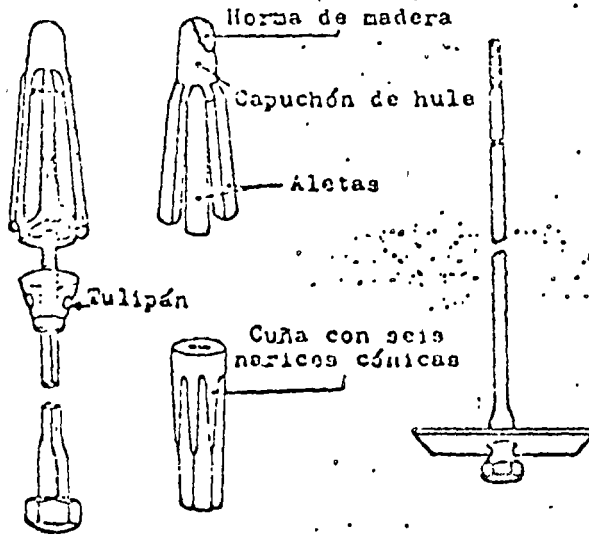


Esc. 1:50 (Marco H-8")

FIG. 13. - SECCION TIPICA DE UN MARCO DE HERRADURA.

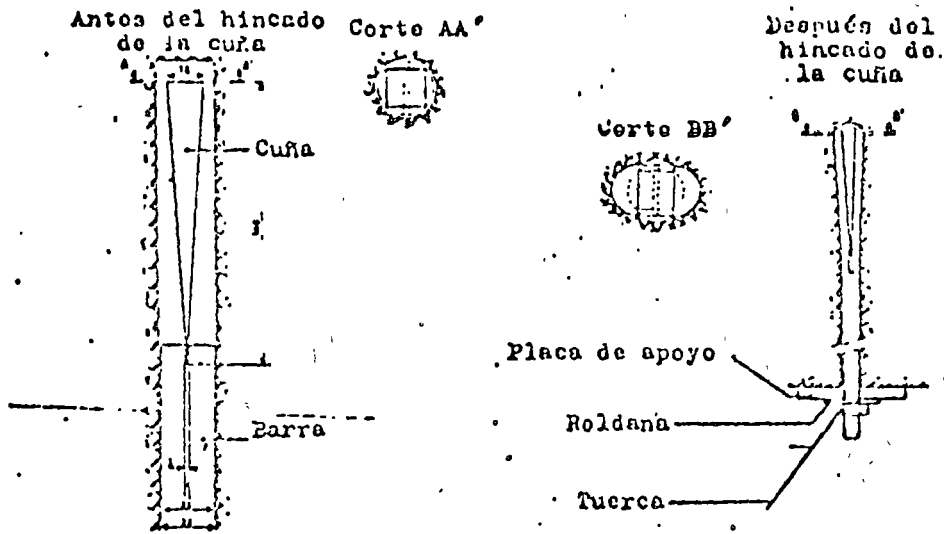


... Perno de expansión.
 A) Cuña troncocónica B) Concha de expansión
 C) Soporte de la concha D) Barra E) Placa de apoyo F) Roldana.

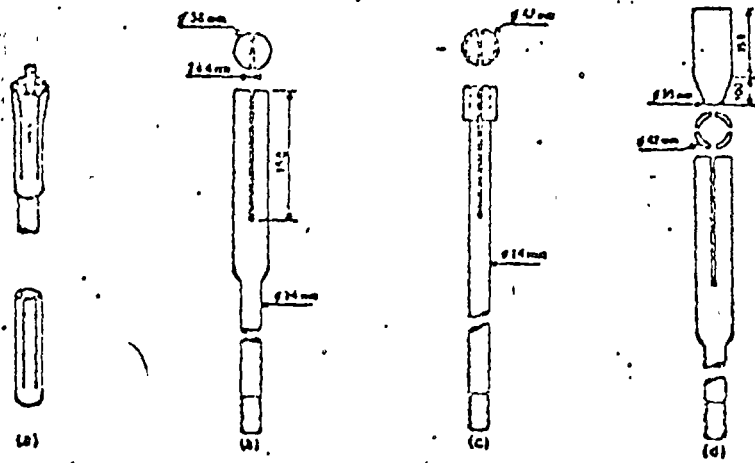


... Perno anclado.

FIG. 16. - ANCLAS CON CONCHA DE EXPANSION.



Perno de cuña y ranura.



Variantes del dispositivo de cuña y ranura.

FIG. 15.- ANCLAS CON DISPOSITIVO DE CUÑA Y RANURA.

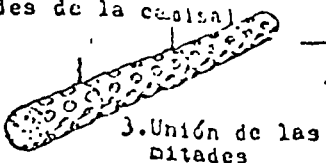
Arena Cemento Agua



1. Mortero rico y plástico

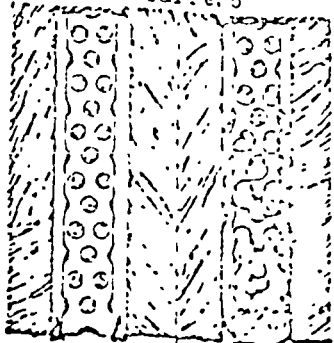


2. Llenado de las dos mitades de la canisa

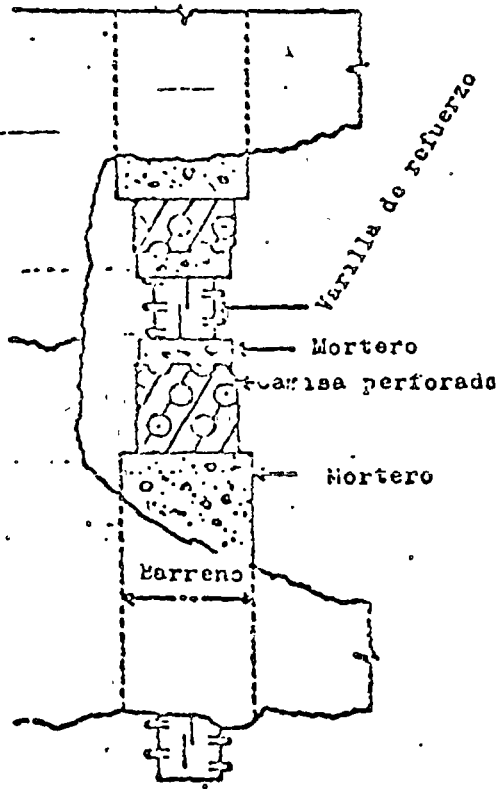
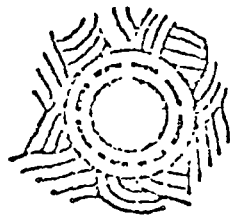


3. Unión de las mitades

4. Introducción de la canisa en el barrero

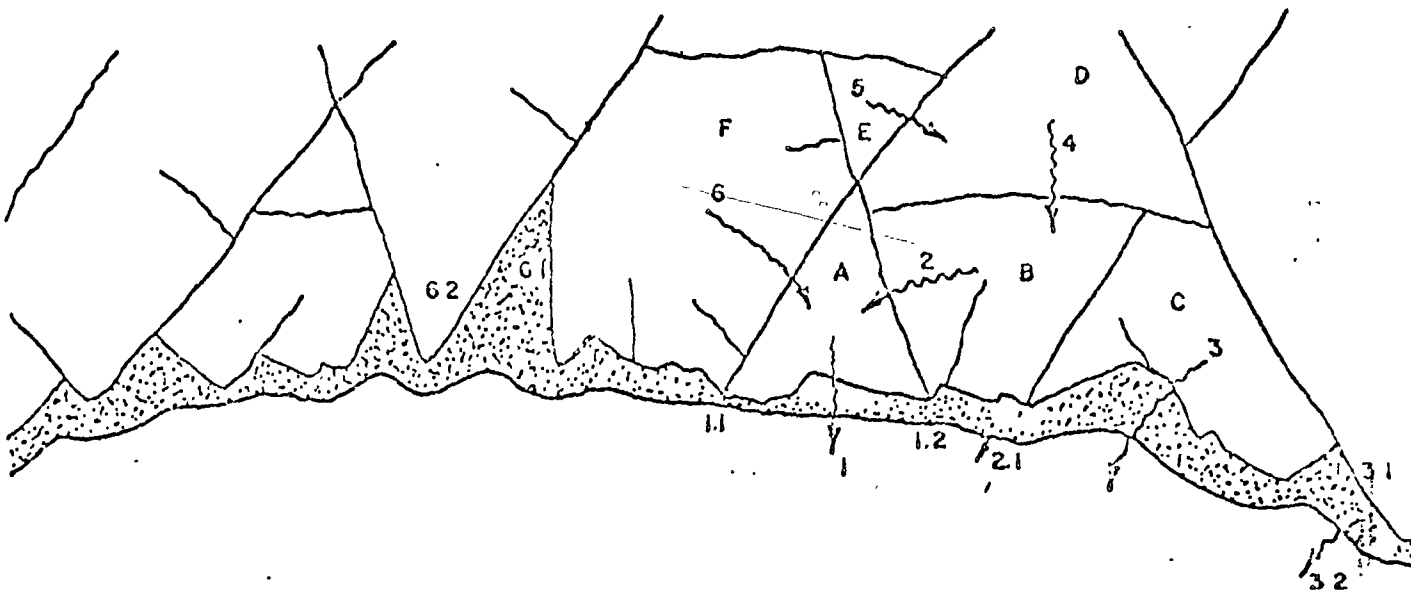


5. Hincado de la barra



... .. Perno Perfo.

FIG. 17. - ANCLA DE FRICCION.



- Paso No. 1. - El bloque A. cae por falla al cortante del concreto lanzado en 1.1 y 1.2.
- 2. - El bloque B gira hacia la izquierda y cae, fallando el concreto lanzado por tensión en 2.1.
- 3. - El bloque C gira hacia la izquierda y cae rompiendo la adherencia entre el concreto lanzado y la roca en 3.1.
- 4. - El bloque D cae seguido por el bloque E.
- 5. - El bloque F gira a la derecha y cae rompiendo la débil adherencia entre el concreto lanzado y la arcilla que se intemperizó a lo largo de la fractura en 6.1 y 6.2.

FIG. 18.- FALLA PROGRESIVA EN ROCA SOPORTADA POR CONCRETO LANZADO

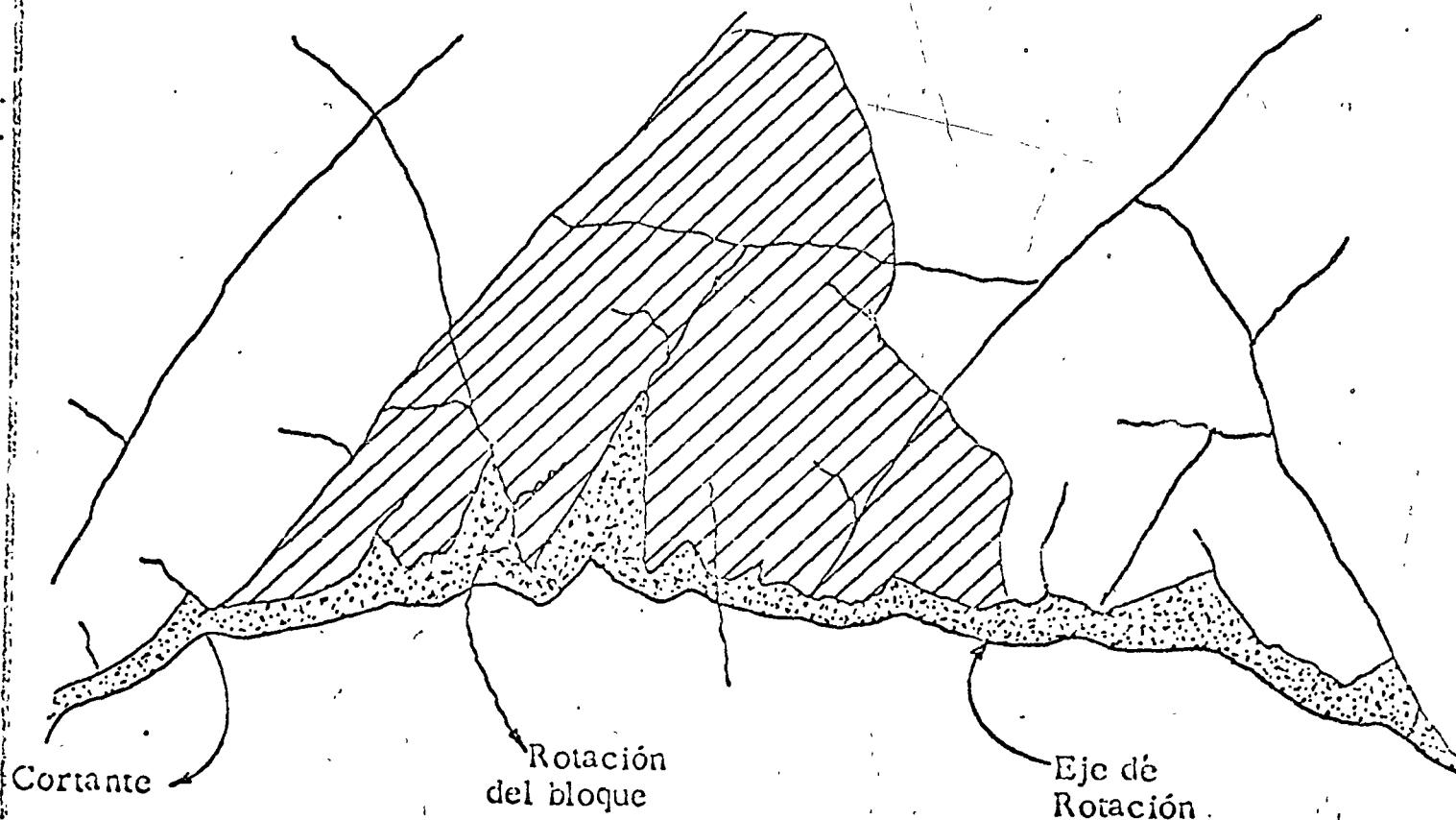


FIG. 19. -FALLA POR ROTACION DE GRANDES BLOQUES -
EN ROCA SOPORTADA CON CONCRETO LANZADO.

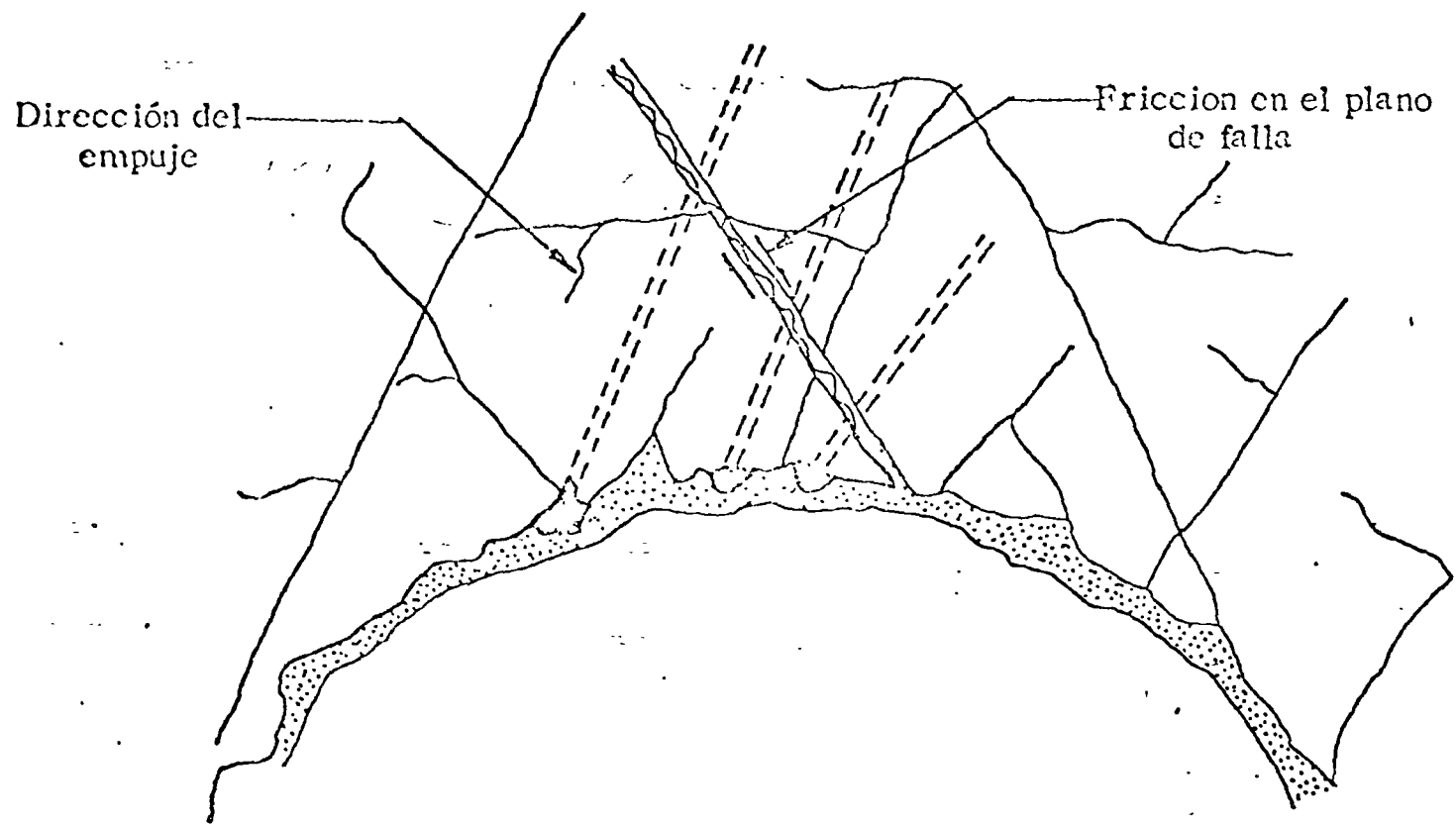
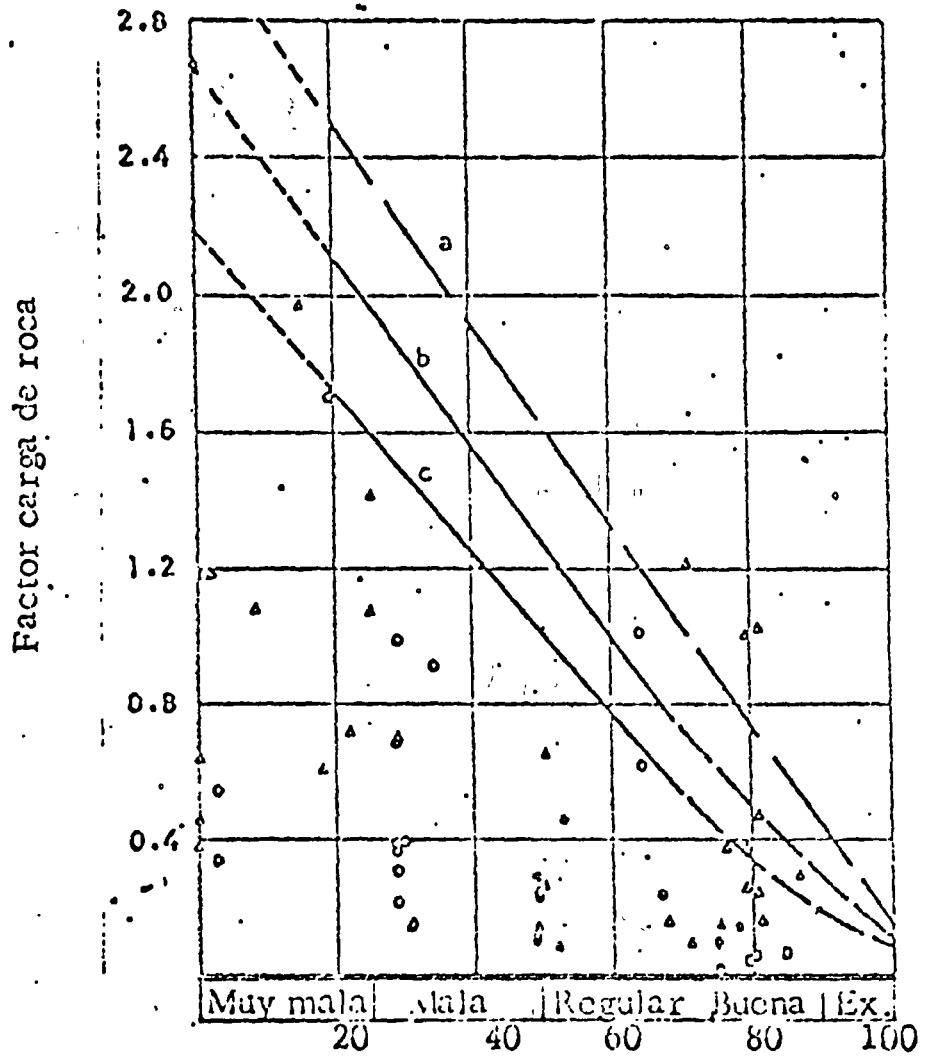


FIG. 20. - FALLA POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE UNA SUPERFICIE DE DEBILIDAD.



Ikeda, et al, 1966

Terrametrics, 1965

Terrametrics, 1965 a

Deere, 1969

- a - Promedio para el factor carga de roca de Terzaghi
- b - Recomendado para marcos metálicos, túneles convencionales
- c - Recomendado para marcos metálicos, túneles con escudos

FIG. 21. - RELACION ENTRE EL RQD Y LOS FACTORES DE CARGA DE ROCA.



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

COMPORTAMIENTO DE ADEMES

ING. J. JACOBO SCHMITTER

LA GEOTECNICA EN LAS VIAS TERRESTRES

COMPORTAMIENTO DE ADEMES

Tomado del libro "La Ingenieria
de Suelos en las Vías Terrestres"
"Carreteras, Ferrocarriles y
Aeropuertos"
Volumen II, Capítulo XIV
Alfonso Rico Rodríguez y
Hermilo del Castillo.
pag. borrador 113 a 147.

XIV-7 Comportamiento de ademes de túneles en suelos.

Para la comprensión de algunos de los conceptos que se manejarán en partes subsecuentes de este párrafo conviene realizar primeras 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 no 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 solo 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 solo 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

.../...

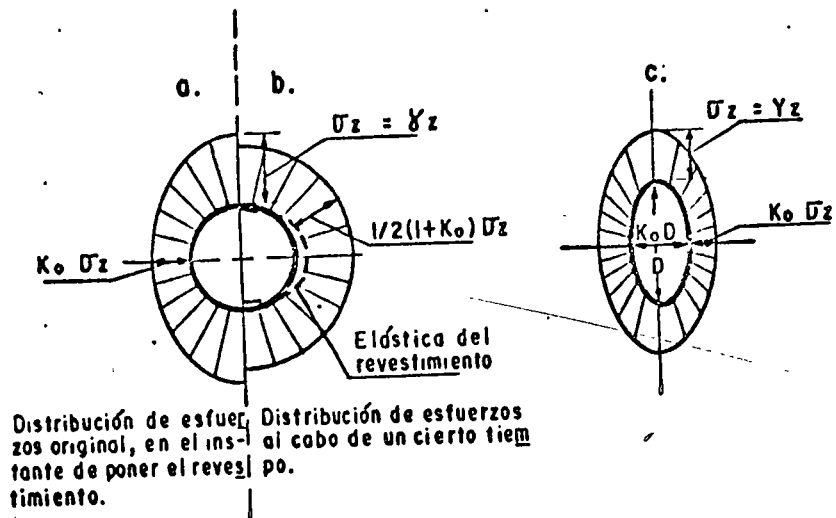
antes de alcanzar su condición de equilibrio depende de las características del suelo que lo rodea y de como varían con el tiempo, así como de las dimensiones del túnel y de la profundidad a que esté colocado.

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 este 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.

Entra Fig. XIV-28

.../...



Revestimiento circular flexible.

Revestimiento elíptico.

Fig. XIV-28 Distribución de esfuerzos radiales en torno a revestimientos o ademes flexibles(Ref.1)

La distribución favorable a que puede llegar el esfuerzo radial en torno a un túnel circular se logra a expensas del desarrollo de esfuerzos constantes en la masa que lo rodea. Si estos 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 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, solo tendrá importancia -
si el frente se deja expuesto y sin soporte durante mucho tiempo.

En principio, es posible analizar las condiciones de estabili_
dad a corto plazo del frente de excavación de un túnel en arcilla, si bien_
pueden influir en élla, en la práctica, muchos factores que la teoría no to_
ma 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
sostenga (Fig. XIV-29, Refs. 1 y 29)

Entra Fig. XIV-29

.../...

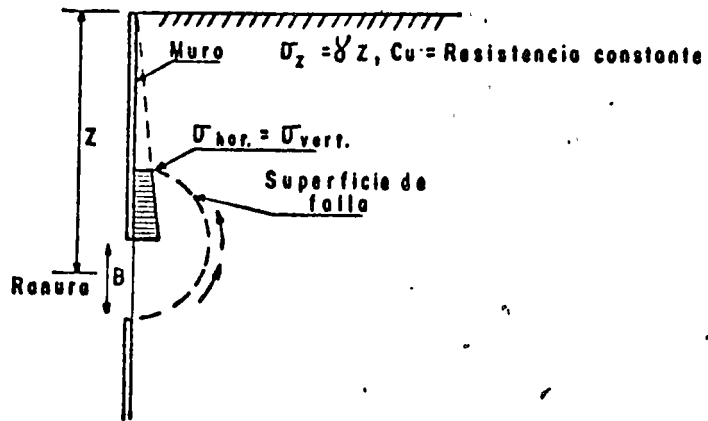


Fig.XIV-29 Mecanismo de falla en torno a una ranura horizontal en arcilla (Refs. 1 y 29)

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):

$$\left(\frac{\sigma_z}{c_u} \right)_{crit} = \frac{2 \frac{z}{B} + \pi - 1}{1 + \frac{B}{6z}} \quad (14 - 65)$$

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 $\sigma_z > 6 c_u$ (para $\frac{z}{B} < 4.65$).

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 (Ref. 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; cuando 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 constante expresada en términos de esfuerzos efectivos y no por la resistencia no drenada; no puede afirmarse que esta 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 cá rnes fijos, sino que depende de el 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 practicada 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, ademandando 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 exista, el frente ha de ser sostenido y probablemente el método más utilizado para éllo 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 difi-

cil, si no imposible, drenar los suelos granulares y se hace preciso soste-
nerlos 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 confe-
lación. g.

Tambien son conflictivas las formaciones en las que los es-
tratos friccionantes quedan confinados superior é inferiormente por estra-
tos 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 rema--
nentes 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 (escu-
dos de operación cuidadosamente controlada, por ejemplo), el empleo de in-
yecciones, de presiones interiores de aire, etc.

Muchas veces la excavación del túnel trae consigo un abati--
miento de los ~~niveles~~^{nive} de agua, al actuar la galería como un dren; estos
niveles pueden recuperarse despues de revestido el túnel, con lo que las -
cargas sobre ésta ^e 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 ademasadas en arcilla.

Se vió que en las arcillas, consideradas como materiales puramente cohesivos, se desarrolla una zona plástica en torno a cualquier galería circular que se excava. Si se considera al material como elástico y -- que $K_0 = 1$, resulta para el esfuerzo tangencial en el túnel, $\sigma_\theta = 2\sigma_z$ -- (ecuación 14 - 15) y la zona plástica se produce donde σ_θ 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_z/c_u (ecuación 14 - 20) y esta zona desaparece para:

$$\frac{\sigma_z}{c_u} \leq 1$$

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 ademasadas -- 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:

.../...

$$R_{s_1} = \frac{\sigma_z}{c_u} \quad (14 - 66)$$

pues, se vió que para $K_0 = 1$, resulta $\sigma_\theta = 2\sigma_z$ y $q_u = 2 \frac{c_u}{\text{cm}}$

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_i actuando en el interior del túnel contra sus paredes, el valor de R_s se ajusta según:

$$R_s = \frac{\sigma_{\theta \text{ máx}} - 2\sigma_i}{q_u} \quad (14 - 67)$$

Los materiales reales, ya se dijo, no se comportan elásticamente, por ésto tanto los esfuerzos, como las deformaciones que suceden son diferentes de las que permite calcular la teoría elástica; ésto 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 ésto, 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.} mitad.

En el caso del frente de la excavación de un túnel en arcilla franca, se vió en el párrafo A de este inciso que el factor de sobrecarga crítica es aproximadamente $R_{s_1} = 6$; 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_1} 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 ademas 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 suelos arenosos, las presiones de poro desarrolladas por -

.../...

la excavación cerca de las paredes del túnel se disipan en forma practicamente 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 practicamente imposible, pues la presión de poro vacia 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_z y los parámetros efectivos de resistencia ϕ y $c\phi$, 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 ~~de las paredes~~ 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 tambien 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 tambien 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 valorar 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 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 cualquiera irregularidades locales que se presenten en la carga o en la deformación.

Las bases para establecer bajo que esfuerzos radiales debe diseñarse el ademe pueden discutirse con relación a la Fig. XIV-30 (Ref. 1),

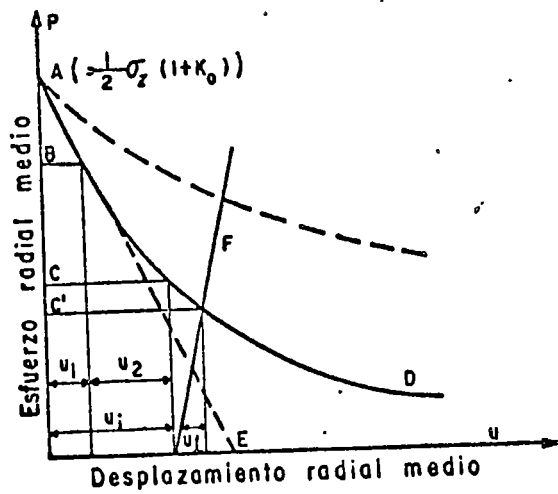


Fig. XIV-30 Relación entre los esfuerzos radiales medios sobre un ademe circular y los desplazamientos radiales correspondientes (Ref. 1)

en la que se dibujan los esfuerzos radiales en función de los desplazamientos radiales medios hacia el centro de la galería.

Entra Fig. XIV-30

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 $\sigma_z = \gamma Z$ y la horizontal -- será $\sigma_x = K_0 \sigma_z$. Por lo tanto, aceptando la aproximación anterior, el esfuerzo radial medio, si no hay desplazamiento radial, será:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \sigma_z (1 + K_0) \quad (14 - 68)$$

Este valor del esfuerzo está representado en la figura por el punto A. Si el radio de la galería disminuyese monóticamente, el esfuerzo radial medio en ella actuante disminuiría también, de acuerdo con una ley como la que se pinta con línea llena en la figura 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_i ,

.../...

la relación entre los esfuerzos radiales y las deformaciones radiales se -- desplazará hacia abajo una distancia σ_1 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.

Entra Fig. XIV-31

Puede verse que en este caso sólo se requiere en principio un ademe que resista un esfuerzo radial C_1^{σ} , aun cuando rara vez pueda utilizarse este valor en la práctica y el ademe siempre habrá de ser diseñado para C^{σ} , contínuamente el riesgo de que deje de actuar pues existe 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 últi

.../...

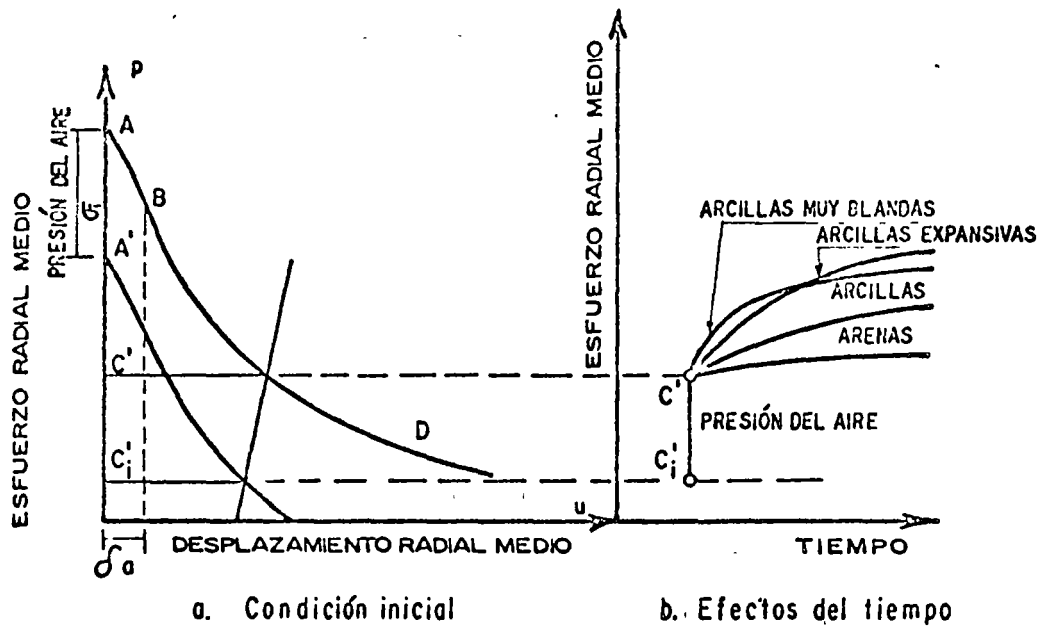


Fig. XIV-31 Relación entre los esfuerzos normales radiales y los desplazamientos radiales en un túnel excavado con presión interior de aire (Ref. 1) Crecimiento de la presión sobre el ademe con el tiempo (Ref. 2)

ma 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 vió en la parte a de la Fig. XIV-31.

Todas las estimaciones anteriores pueden conducir a una valua ción 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 mues-- tra con línea punteada en la Fig. XIV-30. Casi en cualquier caso puede es-- perarse un esfuerzo normal radial final menor que G_z , posiblemente en el or-- den del dado por la ecuación 14 - 68; solamente las arcillas expansivas pue-- den 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 interac-- ción suelo - ademe. Si hay huecos en el contacto, todavía podrá haber defor-- mación 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 sopor-- te tiene mucho que ver con las rigideces del suelo y del ademe.

La compresibilidad de un ademe sujeto a carga radial se expre-- sa como (Ref. 1):

$$S_a = p \frac{a}{u} \quad (14 - 69)$$

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_a , para un ademe circular puede calcularse como:

$$S_a = E_a \frac{t}{a} \quad (14 - 70)$$

E_a , módulo de elasticidad del material que forma el ademe.

O, para un ademe relativamente grueso:

$$S_a = E_a \frac{t}{a - \frac{t}{2}} \quad (14 - 71)$$

La rigidez del suelo es más difícil de valorar 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 rigidez 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:

$$\frac{u}{a} = \frac{p}{S_m} = p \frac{1 + \mu}{E_m} \quad (14 - 72)$$

donde ahora se está llamando p a la presión en toda la periferia del ademe. La rigidez del suelo se ha definido correspondientemente como:

$$S_m = \frac{E_m}{1 + \mu} \quad (14 - 73)$$

.../...

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:

$$S_m = \frac{2 E_m}{(1 + K_0) (1 + \mu)} \quad (14 - 74)$$

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).

Entra Fig. XIV-32

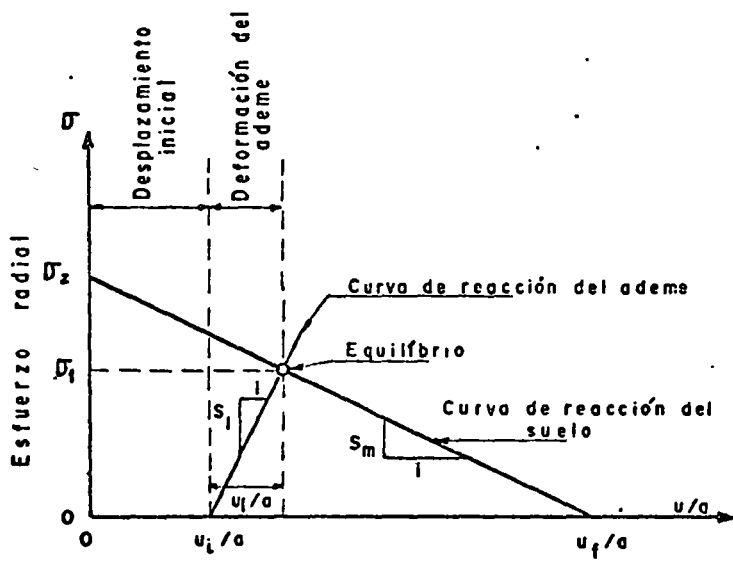


Fig. XIV-32 Curvas de interacción suelo-ademe (Materiales elásticos) (Ref. 1)

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 $\hat{\sigma}_z$, presión vertical total ejercida por el suelo (la ecuación 14 - 68 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 $\hat{\sigma}_z$). Por el contrario si se permitiese el desarrollo de toda la deformación posible antes de que el suelo se detuviese por si 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:

$$\frac{u_f}{a} = \hat{\sigma}_z \frac{1+\mu}{E_m}$$

que es el valor que se lleva en el eje de las abscisas de la Fig. XIV-32. La ordenada correspondiente vale $\hat{\sigma}_z$, de manera que la pendiente de la recta será $E_m / (1 + \mu)$, que vale S_m , según la expresión 14 - 73.

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 vió 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; esta puede describirse como los cambios opuestos que tienen lugar en los diámetros horizontal y vertical. Se vió también como 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 diámetros quede dentro de lo tolerable, lo que depende de la función del túnel, la naturaleza del suelo y el grado en el 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 como el diseño conservador será aquel en el que el ademe 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 %.

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 solo por razones de costo. La Ref. 1 propone las siguientes etapas de diseño.

1 - Estímese razonablemente las cargas o presiones circunferenciales de compresión que se desarrollarán sobre el ademe.

2 - Estímese 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:

$$\sigma_c = p \frac{a}{t} \quad (14 - 75)$$

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_z 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:

$$p = \frac{1}{2} (1 + K_0) \sigma_z$$

Puesto que K_0 suele andar cerca de la unidad, se sigue que, como ya se comentó, p puede ser tan alta como σ_z . 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 $p = \sigma_z$ 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_z . 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 arqueo 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_z .

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 ri-

.../...

gido 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 como 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, en 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 éstas 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 exigir 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.

~~En el caso de que el túnel en construcción tenga otros próximos, no conviene construir el revestimiento del primero hasta que los demás hayan sido totalmente perforados y ademados; si éstos no producen influencia en el ademe del primero será de esperar que tampoco la produzcan en su revestimiento.~~

Si el revestimiento se construyera de una vez, según la excavación se fuese completando, tendría que soportar presiones mucho más al-

tas y distorsiones también mayores que las que soportaría si primeramente se construyera un ademe provisional, pero si aquella ^{fuese} 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 amento no muy grande en las presiones, por lo que no representa un gran problema aun 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 importan--tes en ademes y revestimientos construyéndolos después de que haya ocurri-

.../...

do una parte substancial de la expansión, aunque ésto no alivie mucho las distorsiones posteriores y si solo las presiones producidas, aun cuando no se pueda asegurar cuando. 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 solo 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 solo 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 este 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, etc. 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 vió en páginas anteriores de este Capítulo como 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 cual 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 elástico 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. En tonces, 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 despues de terminada la intersección, no puede soportar las presiones que soportaba en un principio.

En el momento presente, en que tanto falta con 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 ad⁵ornadas 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 del 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.

Quando 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 estandar 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 tras 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.

.../...

Túneles próximos

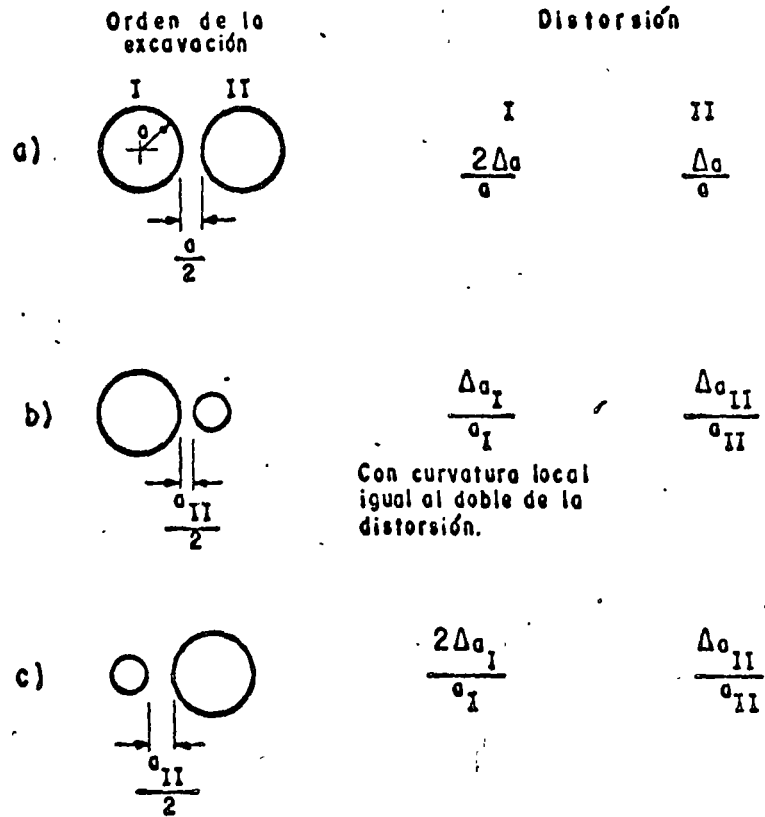


Fig. XIV-33 Distorsiones en singularidades por la presencia de otro túnel próximo (Ref.37)

Entra Fig. XIV-33

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 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 Ensachamientos

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 ^{mu}my diferentes y un túnel cuya sección se excava en conjunto pudiera requerir, al anchearse 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 ensachamiento 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.

.../...

LA GEOTECNIA EN LAS VIAS TERRESTRES

ASENTAMIENTOS RELACIONADOS CON LA CONSTRUCCION DE TUNELES

Tomado del "Volumen Sobre Estado del Arte. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground".
R.B. Peck México, D.F. 1969.

PECK.

quite properly considered good practice to keep the deformations as small as possible, in order to hold the avoidable loss of ground and consequent settlement to a minimum and to prevent deterioration of the soil due to excessive local distortions or remodeling. Even so, it is by no means assured that the minimum deformation compatible with mobilization of the strength of the soil will not lead to excessive loss of ground from the point of view of settlement or damage.

If the minimum deformation associated with a specific method of construction will lead to excessive loss of ground, improvement in workmanship alone cannot eliminate the undesirable consequences. The method of construction must be radically altered, possibly by such steps as the introduction of compressed air or even by replacement of tunneling by open cutting or dredging through slurry or water.

The designer is obliged to judge the extent of surface movement or lost ground that would be considered tolerable, and to specify or to grant his approval to construction procedures that will meet the requirements. He cannot fulfill these obligations unless he is able to make reliable forecasts of the inevitable settlement associated with every design or construction procedure that might reasonably be adopted for the work, with proper consideration as to type of soil, groundwater conditions, and geometry and depth of tunnel. He should also be able to estimate the additional settlement that may be associated with various deviations from the best techniques or workmanship for a given construction procedure.

1.4.1 Loss of Ground

The construction of every soft-ground tunnel is associated with a change in the state of stress in the ground and with corresponding strains and displacements. The displacements are observed only infrequently below ground because specialized techniques are required, but the accompanying settlements of the overlying ground surface are often noted both directly and indirectly. If they are excessive, they may cause damage to surface and subsurface installations.

Nevertheless, strain and deformation are not necessarily undesirable consequences of tunneling. They constitute part of the mechanism whereby the strength of the soil surrounding the tunnel can be mobilized to improve the stability of the tunnel faces during excavation and to reduce the structural demands on the lining, either temporary or permanent. Without the benefit of the strength of the soil itself, the hazards and costs of soft-ground tunneling would drastically increase.

Long experience has demonstrated that, except possibly in certain swelling clays, no tunneling method has yet been developed in which the strains and deformations are so small that the strength of the soil is not largely mobilized. Therefore, it is

The nature of the inevitable settlements and those associated with workmanship is markedly dependent on the nature of the ground. In a squeezing clay, for instance, the inevitable part of the settlement may merge imperceptibly into that due to imperfect workmanship with no change in the fundamental character of the movement. In a dense silt, on the other hand, the magnitude of the inevitable settlement may be negligible and the overlying ground surface may be nearly undisturbed, but if raveling is permitted to start and is not properly and promptly handled, a sink hole may develop with catastrophic damage within the sink hole in spite of only slight distortion outside.

Although the magnitude and even to some extent the character of the loss of ground and settlement are strongly influenced by the method and details of construction, by far the most decisive factor governing loss of ground is the nature of the surrounding soil, including the groundwater conditions. Hence, in the following sections, the presently available data regarding movements associated with tunneling will be presented for distinctive types of soil. The data are surprisingly meager, in view of the importance of the information in planning and design.

DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELLING

It is not yet possible, except in a few instances, to apportion the lost ground between the inevitable movements associated with a particular method of construction and the additional movements that may arise because of poor workmanship or faulty techniques. Nevertheless, even the presently limited data are useful.

Ordinarily the settlements above a tunnel, unless caused by a local disturbance such as a run into the face or stoping above the crown, are more or less symmetrical about the vertical axis of the tunnel. They form a trough-like depression with a shape roughly resembling the error function or probability curve. The maximum settlement at any cross-section perpendicular to the axis of the tunnel is denoted by δ_{\max} . The value of δ_{\max} is likely, however, to vary from one cross-section to another. If the soil conditions and tunneling procedures do not change significantly for a representative length of tunnel, the values of δ_{\max} usually vary over a fairly well-defined range. The prevalent value will be designated as the normal settlement δ'_{\max} . The consequences of tunneling can, to a considerable degree, be judged on the basis of the normal settlement. In addition, consideration must be given to the value of the greatest settlement δ''_{\max} that may occur at some cross-section. Hence, in the Tables accompanying the following text, both values are given where the information is available. The tabulated values exclude settlements caused by non-routine events such as runs, blows or local collapses. The likelihood and significance of such occurrences are discussed separately.

The collected data include settlements above pairs of tunnels as well as single tunnels. Since the settlement trough ultimately formed above two tunnels is likely not to be symmetrical, the tabulated values of δ'_{\max} and δ''_{\max} refer to the maximum settlement at the cross-section under consideration, irrespective of the shape of the settlement curve.

Where there are sufficient data, the total volume of the settlement trough is expressed as a percentage of the theoretical volume of the tunnel excavation. The percentage of the average settlement volume with respect to the theoretical volume is a useful index of loss of ground.

Many, but by no means all soft-ground tunnels can be discussed with respect to loss of ground and settlement on the basis of four principal groupings of soils: granular soils with no cohesion other than that imparted by capillarity; cohesive granular soils; non-swelling stiff to hard clays; and stiff to soft saturated clays. In the following discussions of the effects of tunneling in these materials, only loss of

ground due directly to the tunneling will be considered. Supplementary settlements such as those due to groundwater lowering, while of outstanding practical importance, are excluded.

1.4.2 Cohesionless Granular Soils

Fortunately, truly cohesionless silts, sands, or gravels are rare. Tunneling through such materials can be carried out only by complete protection of the top, sides and face of the excavation, as by full forepoling and breasting, or by rendering the materials cohesive by injection of grout. If the materials are dense and the construction procedures are expertly carried out so that no runs occur, loss of ground and settlement are usually negligibly small. On the other hand, if runs occur, particularly if the material is loose, large and erratic subsidences may develop at the surface. Runs may also be associated with the development, near or above the tunnel, of cavities that may remain open temporarily but may collapse and lead to surface subsidence at a later date. Hence, the prediction of settlement over a tunnel in such materials is extremely uncertain because the real settlements depend almost exclusively upon the smallest details of construction. The most important steps in the prediction are to judge whether the tunneling may take place through materials so dry that they will possess not even the apparent cohesion associated with soil moisture, and to assess whether the material is loose or dense.

At most sites, granular materials above the water table contain enough soil moisture to create at least small apparent cohesion. If the tunnel is below ground water level, the water table must be lowered and the soils drained to the extent that there will be no seepage gradients toward the tunnel and that some apparent cohesion will be developed at the tunnel face. According to Chapter 3, such materials after drainage permit successful tunneling by several different methods, especially if they are relatively dense. Loose materials, even though drained, may tend toward decrease in volume under the changes in stress conditions associated with tunneling, whereupon the porewater pressure may increase and counteract the beneficial influence of capillarity.

Unless the ground is adequately drained in advance, runs may occur with attendant large and irregular loss of ground. With adequate drainage, on the other hand, the use of hand mining methods with liner plates and ribs, the use of shields, or the use of moles may all lead to very moderate loss of ground. The greater the relative density of the material, the less the inevitable settlement for a given construction procedure.

If drainage is not thoroughly accomplished before tunneling begins, the consequences may be serious indeed. As we have seen in Chapter 3, a run may completely invade the

PECK.

heading and be associated with the formation of a sinkhole at the surface of the ground or beneath an adjacent building. Unfortunately, most deposits of granular materials consist of layers, lenses, or pockets of materials of different grain sizes, some considerably more permeable than others. Complete drainage of all the elements likely to be encountered during tunneling is difficult to accomplish. A predrainage system may succeed in draining the coarser elements of the deposit, but may leave excessive pressures in the finer lenses or layers. In any event, the time required to achieve drainage of the finer-grained portions may be considerably more than that for the coarse-grained portions. Drainage wells may be spaced at close enough intervals to provide satisfactory and quick drainage of the more permeable zones, but may not be close enough to provide drainage of the finer portions in a reasonable length of time. Hence, tunneling may proceed with little loss of ground through well-drained materials until suddenly, when a poorly drained zone is encountered, a run may develop.

In addition to the possibility of runs, there is a likelihood of slower erosion of cohesionless materials or migration of particles along lines of concentration of seepage. Such conditions are often encountered just above impervious layers or lenses of clay or silt. If the materials through which the flow takes place are in a very loose state, they may also be subject to runs.

Finally, materials possessing apparent cohesion, even if they do not invade the tunnel in a run, are likely to ravel from the roof and face. The implications of raveling are discussed in the next section in connection with tunnels through cohesive granular soils.

The use of air pressure in a perfectly cohesionless granular mass has little if any influence on the loss of ground. On the other hand, if the cohesionless materials are below normal water level, air pressure may reduce or eliminate the seepage gradients toward the tunnel and thereby reduce the tendency for erosion or flow with consequent loss of ground. Under some circumstances, however, air pressure may prove detrimental. If the permeability of the soil permits air to escape from the face or particularly from the crown of the tunnel, the escaping air may dry the soils completely by removing the soil moisture, whereupon the soil may become truly cohesionless and may run. Such runs may lead to sinkholes.

The use of grout to transform the granular material into a cohesive soil may substantially reduce the settlements. Nevertheless, if grouting is done in lieu of groundwater lowering, a danger exists that high seepage pressures may act through a small volume of ungrouted material of fine grain size and may cause a run. Inasmuch as it is rarely possible to achieve complete injection of

all the materials surrounding a proposed tunnel, the likelihood of an ungrouted window is rather great.

Data are assembled in Table II on the settlements associated with tunneling in uncemented granular materials. For the most part, the settlements are rather small. It is noteworthy, however, that the data refer exclusively to fairly dense materials. The lack of similar data regarding loose sands undoubtedly reflects the difficulty of impracticality of tunneling in such materials without encountering almost continual troubles with at least local runs and losses of ground. Hence, the terms "normal settlement" and "routine" construction procedure, as used in this report, have little significance with respect to these materials.

The lateral distribution of settlements over a pair of tunnels in dense sand above groundwater level is shown in Fig. 1. The magnitude of the settlements at the measured location was unusually large for a dense sand because the material was dry and almost completely cohesionless; hence, it had a tendency to run. The spacing

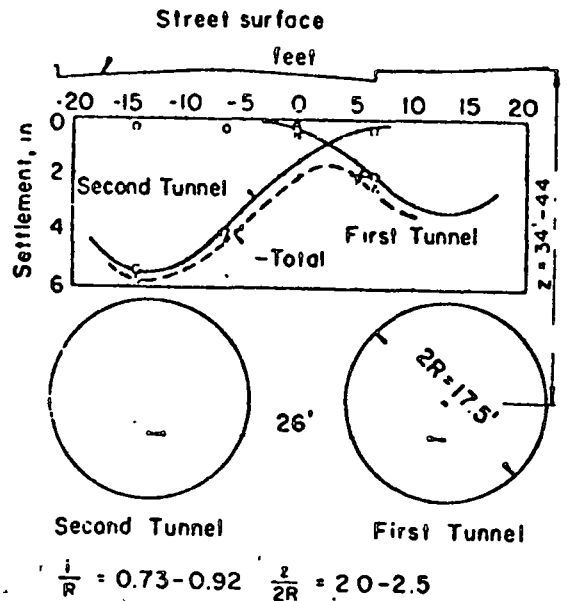


Fig. 1 Settlements over Tunnels in Dense Sand above Groundwater Level

of the tunnels is large enough that the second tunnel had little influence on the settlements above the first. For comparison, the probability or error curves best fitting the measured data are also shown in the figure. The use of these curves in estimating the distribution of settlements above other tunnels will be discussed at the end of this chapter. The settlement data for a tunnel in dense sand below groundwater level are plotted in Fig. 2a. The total settlements

DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELLING

Table II Settlements above Tunnels in Granular Soils (Cohesionless except for Capillarity)

No.	Case	Reference	Depth to Center, z, ft	Diameter, 2R, ft	Av. Settlement Volume, %	Largest Settlement δ_{max} , ft	Normal Settlement δ_{max} , ft	Method of Tunneling	Soil Conditions
1	San Francisco Mission Line, BART	Pers. files	36	17.5	0.5*	0.07* 0.10* ^a	0.03* 0.04* ^a	Digger shield, air 13 psi	Dense silty fine sand (N=30) with occ. thin lenses of peat. Dewatered by deep wells.
2	Toronto Subway under Parliament	Bartlett et al, 1965	49	17.0	--	**	--	Hand-mined shield air 15 psi	Crown in dense fine to medium sand, some silt. Groundwater level 15 ft above crown.
3	Toronto Subway	Pers. files	34-44	17.0	1.0	0.33	0.10	Hand-mined shield. No air.	Med. to fine uniform dense sand (N=40 to 60) above water table.
4	Toronto Subway	Matich and Carling (unpubl.)	34	17.0	1.0 2.0 ^b	0.06 0.22 ^b	-- --	Hand-mined shield. No air.	Dense fine to med. sand (N=36-58). Groundwater 25 ft above crown.

*Settlement due to groundwater lowering not included.

**Settlement less than about 0.01 ft; no cracks in overlying masonry building.

^aValues for two parallel circular tunnels on 33-ft centers.

^bValues for two parallel circular tunnels on 21-ft centers.

N = Standard Penetration Resistance (blows per ft of 140-lb hammer falling 30 inches to drive standard 2-inch O.D. sampling spoon 1 ft into undisturbed material).

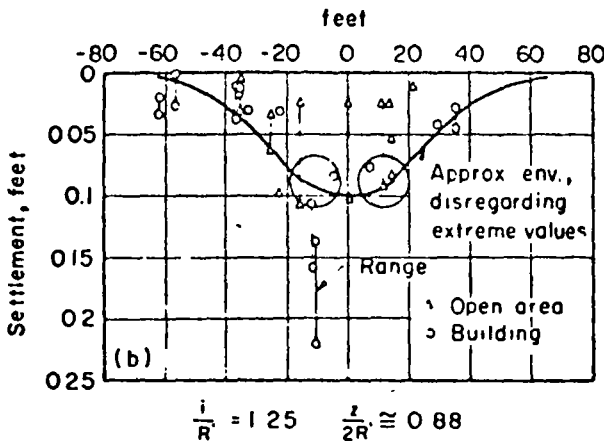
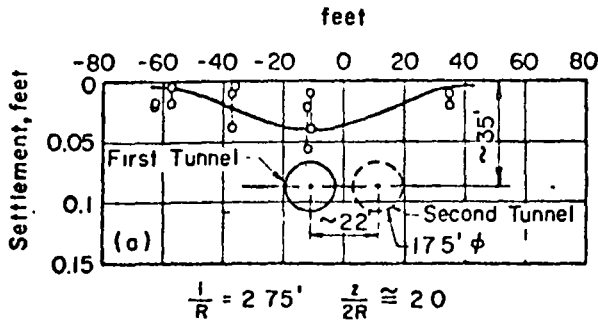


Fig. 2 Settlements Over Tunnels in Dense Sand Below Groundwater Level:
 (a) After Mining of First Tunnel;
 (b) Total Settlement Due to Two Tunnels

after construction of a second, adjacent tunnel are plotted in Fig. 2b.

If the second tunnel is relatively close to the first, the loss of ground associated with the second may differ appreciably in its characteristics from that associated with the first. If the first tunnel serves as a drain, the likelihood of runs in the second tunnel due to lack of groundwater control is somewhat reduced. On the other hand, construction of the first tunnel loosens the sand above the position to be occupied by the second. Hence, settlements over the second tunnel may be substantially greater than those over the first. The available data are shown in Table II.

In summary, we may conclude that the prediction of settlement associated with tunneling through cohesionless granular materials is fraught with uncertainties. If dewatering is expertly and completely done, and if there are no nearly impervious horizontal barriers above which some groundwater remains perched, the loss of ground in a dense material can be exceptionally small. On the other hand, the settlement may increase considerably as a result of erosion or migration due to seepage into the heading at localized zones, and the settle-

ments may reach catastrophic proportions if runs develop on account of insufficient groundwater control or inadequate precautions against raveling. The likelihood of loss of ground is greatly increased if the sand is loose or contains loose zones in which positive pore pressures may be developed.

It is apparent that details of stratigraphy, details of drainage, and details of workmanship have a major bearing on the settlement. The importance of experience on the part of the workmen is discussed in the following section.

1.4.3 Tunnels in Cohesive Granular Soils

The soils in this category include a number of types ranging from clayey sands and sandy clays to cohesive silts. Residual soils possessing a cohesive bond, including many saprolites, often fall into this category, as do loess and certain calcareous clays with a stable cluster structure, known in some localities as marls. All these materials have several characteristics in common: they exhibit nearly linear stress-strain curves until the bond strength is approached, whereupon they fail suddenly; failure often occurs on a pre-existing surface of weakness such as an old crack or joint; if excavated without proper support during tunneling, they are likely to spall or ravel into the tunnel; the initial tangent modulus of unconfined specimens is relatively high. The binder creates a fairly rigid bond between the coarser particles; hence, clayey sands or sandy clays in which the clay constitutes a matrix that facilitates slip between the particles are not included in this category.

The experiences summarized in Table III, although few in number, show clearly that well-executed tunneling in such materials is accompanied by very modest or negligible loss of ground or settlement. Typical are the maximum settlements over the BART tunnels on the Mission Line, where the construction of a single tunnel caused a settlement of no more than 0.3 inch. In most instances, the stand-up time of the material permits substantial filling of the space left by the tailpiece of a shield, or permits expansion of the permanent lining against the soil. Use of the shield is generally a precautionary measure against raveling or a means to assure cutting the tunnel to proper size and regular shape. Air pressure is considered to have little direct effect on the loss of ground.

On the other hand, if raveling or piping is allowed to develop, the consequences may be catastrophic. Most materials in the categories under discussion are sensitive to adverse seepage pressures. Hence, it is axiomatic that the groundwater be kept under complete control, either by drainage or pre-drainage, and possibly with the aid of compressed air. Moreover, proper support must be provided to prevent the development of

DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELLING

Table III Settlements above Tunnels in Cohesive Granular Soils (Water Table below Tunnel Level)

No.	Case	Reference	Depth to Center, z, ft	Diameter, 2R, ft	Av. Settlement Volume, %	Largest Settlement δ''_{max} , ft	Normal Settlement δ'_{max} , ft	Method of Tunneling	Soil Conditions
1	San Francisco Mission Line, BART	Pers. files	36	17.5	0.15 ^a	0.03 ^a	0.01 ^a	Digger shield, air 9 psi	Slightly cemented dense silty fine sand (N=40-60). De-watered by deep wells.
2	Wilson Tunnel Hawaii	Pers. files	50	33.0	--	--	0.07	Hand, small drifts. Ribs, lagging. Horse-shoe.	Residual saprolitic tropical ly weathered volcanics. Readily cut with air spade.
3	Wilson Tunnel Hawaii	Pers. files	100	33.0	--	--	0.20	do.	do.

^aValues for two parallel circular tunnels on 33-ft centers. Settlements produced by first- and second tunnels approximately equal.

raveling even if adverse seepage conditions are not present.

The consequences of raveling are strikingly illustrated in connection with the first Wilson Tunnel, driven by hand through residual silty clays derived from lava flows, in Hawaii. Raveling began in the roof of the tunnel at points of excessive overbreak and inadequate support. It led to the formation of a set of three sinkholes at the ground surface, each accompanied by a rush of completely broken and flowing soil into the heading. By attacking the face in drifts of small size instead of advancing the tunnel full-face for its width of 28 ft, the stand-up time was increased to the extent that the overbreak and raveling were eliminated. The settlements above the tunnel then did not exceed 1 to 2 inches. Yet, use of the same general methods to tunnel through the sinkhole area, where the cohesive bonds of the saprolite had been completely destroyed, resulted in settlements of more than a foot.

The distribution of settlements at sections along the BART Mission Line tunnels is illustrated in Fig. 3, on which the probabili-

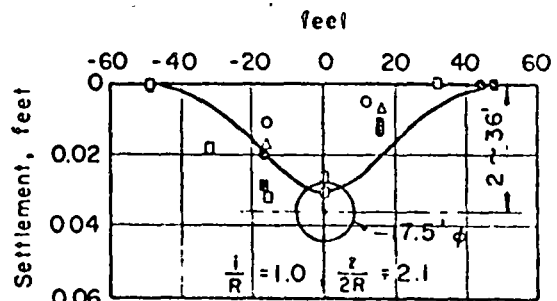


Fig. 3 Settlements over Tunnel in Drained Dense Cohesive Fine Sand on BART Mission Line, San Francisco; Air Pressure 13 psi

ty or error curve of best fit is superimposed. The settlements shown are those associated with the driving of only one of the tunnels. The settlements caused by either tunnel were virtually unaffected by the presence of the other, located 32 ft away, center to center.

In connection with cohesive granular soils, we may conclude that loss of ground and settlement for single tunnels of customary sizes can usually be considered negligible, irrespective of the general construction procedure, provided the method and the workmanship are adequate to prevent raveling. If they are not, the loss of ground may be dramatic and catastrophic and is unpredictable with respect to location and magnitude. No effort should be spared to achieve groundwater control, especially in lenses of cohesionless materials that may be embedded in the more cohesive soils. The principal value of air pressure is as an aid to groundwater control, inasmuch as air pressure reduces the hydraulic gradient toward the tunnel.

In the final analysis, groundwater control and prevention of raveling are the sine qua non. If they are achieved, settlements and their influence on adjacent properties can usually be safely ignored. The prevention of raveling, moreover, is related directly to the experience of the tunneling crews. At the beginning of every job there is inevitably a period when the men, even if individually experienced, have not yet developed into a team and have not yet learned the idiosyncracies of the new job. During this period, progress is often slow and the work somewhat disorganized. Raveling, loss of ground, runs and even sinkholes may develop. Yet, the same crew, after a period of adjustment, may become highly proficient and may thereafter advance the tunnel without significant settlement. It is unrealistic to expect that a new crew in a similar tunnel in similar ground could immediately attain the degree of skill and perfection prevailing at the end of the earlier work. Allowance must be made by the engineer for a learning period. Failure to do so has resulted in serious and unanticipated movements. The best guarantee of the shortest possible and least detrimental disturbances is the availability and use of experienced foremen. Experience indicates that these comments are no less applicable to the use of shields and tunneling machines than to hand-mining procedures.

The settlements due to raveling may be delayed for years if backpacking is inadequately done or if perishable materials such as wood are used. The overlying soil may slope or ravel slowly into the space above the tunnel. Ultimately, the overlying ground may subside and cracking may develop in the permanent tunnel lining. If raveling is prevented, the strains associated with building a second tunnel alongside the first are only slightly greater than those caused by the first tunnel itself. Conversely, if the second tunnel produces stresses within a zone influenced by serious raveling in the first tunnel, large and irregular loss of ground may be expected over the first, and possibly the second tunnel.

1.4.4 Non-Swelling Stiff to Hard Clays

By and large, these materials have the desirable properties of those in the preceding category and, unless they possess a well-developed secondary structure, are rather unlikely to ravel or to be adversely influenced by seepage toward the opening. Because of their benificent character, tunnels through them in North America have from about 1940 until recently almost always been excavated by hand with nominal use of ribs and lagging or liner plates for temporary support. The loss of ground before completion of the permanent cast-in-place concrete lining was associated with general inward squeezing of the clay. The magnitude depended largely on the size of the tunnel or of the layout and sequence of small drifts with which the face was attacked, but was usually small. Before about 1940 timber sets were often used for temporary support, and loss of ground due to over-excavation and poor blocking was common.

In contrast, similar materials have been tunneled by means of shields for several generations in London. The settlements have usually been negligibly small. Data regarding one of the largest and shallowest of the London tunnels are included in Table IV, together with information from several other tunnels in stiff to hard clays. The distribution of settlement shortly after construction of the G. N. Railway tunnel in Seattle, a large hand-mined tunnel advanced in many small timbered drifts, is shown in Fig. 4.

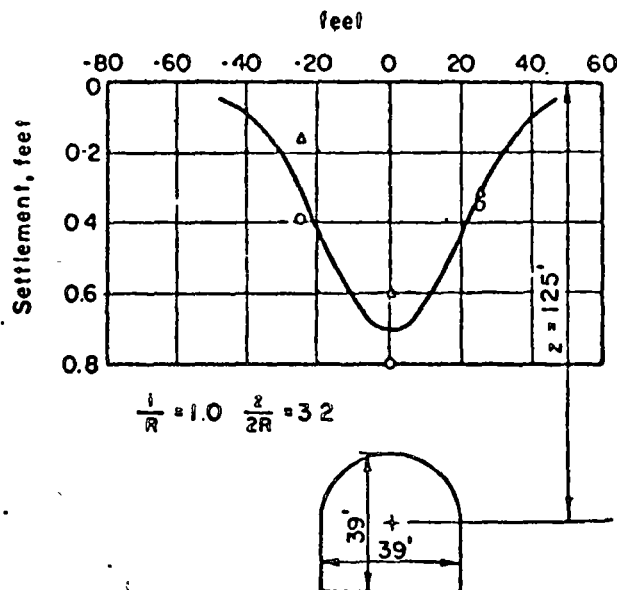


Fig. 4 Settlements over Large Railway Tunnel in Hard Clayey Glacial Till, Mined and Timbered in Small Drifts

DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELLING

Table IV Settlements above Tunnels in Stiff Plastic Clays (Slight to No Swelling Tendency)

No	Case	Reference	Depth to Center, z, ft	Diameter, 2R, ft	Av. Settlement Volume, %	Largest Settlement δ''_{max} , ft	Normal Settlement δ'_{max} , ft	Method of Tunneling	Soil Conditions
1	Garrison Test Tunnel	Burke 1957	121	36	--	0.14	.02 to .08	Full face, blasted. Ribs and lagging.	Hard clay (clay-shale). Unconf. compr. strength about 20 ksf
2	Heathrow Cargo Tunnel	Wood and Hill 1968	43	36	--	0.03	--	Shield, hand-mined.	Upper portion of London Clay. Min. 5-ft clay cover under wet granular material.
3	Chicago Subway Contract D3	City Chicago 1942	77	24	0.2	0.27	0.12	Hand-mined horse-shoe. Face benched. Ribs and liner plates. Air 15 psi	Stiff clay for 10 ft above crown; $q_u=2-4$ ksf. Soft to med. clay above; $q_u=0.8-1.6$ ksf. Bottom half of tunnel in hard clay.
4	G.N.R.R. Seattle	Hussey et al 1915	123	39	2.6	0.8	0.6	Hand-mined; small drifts with center core. Timbered. Raveling at crown, used poling bars.	Hard clayey till

Note: ksf = kilopounds (kips) per sq ft

Materials in these categories are now commonly excavated by mole, often without a protective cylindrical tailpiece in which lining can be erected. If a cast-in-place concrete lining is to be constructed, temporary support is provided by steel ribs expanded against lagging in contact with the soil. It is becoming increasingly common, however, not to cast the lining in place. Instead, the permanent lining consists of segments of steel, cast iron, or precast concrete jacked or wedged into contact with the soil. The completion of a ring of lining effectively stops loss of ground that might otherwise take place due to slow squeezing of the clay toward the opening.

The loss of ground is undoubtedly a function not only of the strength of the clay but also of the diameter of the tunnel and of

its depth. If other factors are equal, the settlement directly above the tunnel is roughly proportional to the diameter. The small settlements associated with good construction techniques in these materials can be anticipated if the ratio p_z/s_u is less than about 4. An air pressure p_a can be expected to reduce the loss of ground to an extent corresponding to a decrease of overburden pressure from p_z to $p_z - p_a$.

1.4.5 Soft to Stiff Saturated Clays

The soils in this category are characterized by values of undrained shear strength ranging from about 0.2 to 2.0 ksf (200 to 2,000 lb per sq ft) at depths of cover up to as much as about 100 ft. On the plasticity

chart they are represented by points close to or above the A-line. For practical purposes they may be regarded as impervious; any visible seepage is confined to pervious inclusions. The sensitivity may range from low to very high.

Although completely undisturbed masses of such clays may possess considerable rigidity due to the presence of bonds between particles, the displacements and strains associated with tunneling seem always to be great enough to break the bonds and create a slightly disturbed zone of clay surrounding the tunnel. The soil in this zone, which may extend several diameters from the tunnel, has a modulus of rigidity considerably smaller than that of the cohesive granular soils previously discussed. Consequently, loss of ground and settlements due to tunneling are likely to be several times those of cohesive granular materials. Visible signs of distress such as spalling, raveling or piping do not ordinarily occur; rather, a barely perceptible or imperceptible squeeze takes place while excavation proceeds. Therefore, the settlements due to loss of ground often seem to be of mysterious or spontaneous origin. Nevertheless, they are by no means spontaneous and are likely to be of greater magnitude and extent than those above tunnels of similar size in cohesive granular soils, provided the settlements in the latter instance are not caused by raveling or piping.

Measurements have established within reasonable accuracy the equivalence of the volume of surface settlement and the volume of ground lost into the tunnel as a consequence of excavation. They have further demonstrated that, unless the heading is approaching a state of collapse, the movements toward the opening take place largely while the changes of stress due to excavation or jacking are occurring, and may almost cease when these operations are interrupted. Hence, unless the observations are carried out in such a manner that movements of the clay can be observed at locations not yet exposed by the excavating tools, the observer may believe that no movements are taking place.

Observations to detect the movements of the clay toward the approaching working face and toward the sidewalls of the hand-mined tunnels of the Chicago Subway were summarized by Terzaghi (1943). For example, the soft clay (unconfined compressive strength about 0.8 ksf) ahead of the working face of a 25-ft horseshoe-shaped tunnel moved inward toward the tunnel almost 2 inches before being exposed by the cutting tools, in spite of the support provided by benching the face and an internal air pressure of 12 psi. Comparable inward lateral movements of the clay alongside the tunnel probably also occurred. The corresponding loss of ground could, of course, not be prevented by any type of support installed after the clay had been exposed.

In a few instances, shields have been shoved partly blind into soft clays, with gross remolding of the soil in front of and alongside the tunnel. Heaves and settlements of the ground surface accompanied the tunneling, followed by large delayed settlements due to consolidation of the remolded clay (Terzaghi 1942). These procedures have largely been abandoned in urban areas, with a notable recent exception in Osaka, in favor of an open-faced shield equipped with breasting jacks that permit the face to be fully breasted and held by the jacks as the outer shell of the shield advances. Even with this procedure, the clay ahead of the tunnel cannot be considered unstrained. During a shove, large compressive forces are delivered to the clay in front of the shield, partly from the frictional forces developed between the soil and the outside of the advancing cylinder. After the shove and removal of at least part of the breasting, excavation of the face, even in small pockets, causes the clay to move toward the face. Hence, control is not perfect. The use of a rotary excavator that provides some support for the face while the material is cut away also involves alteration of the stresses in the clay and is accompanied by loss of ground for similar reasons.

All tunneling shields include an outer shell, usually cylindrical, that provides the protection for the men and machinery within. Usually the lining is erected within the tailpiece of the cylinder and is not exposed to the soil until the cylinder is jacked ahead. The annular space occupied by the tailpiece and necessary clearances between tailpiece and lining is generally from 2.5 to 4 inches thick. If the space is not filled, the surrounding clay moves in against the lining, whereupon the loss of ground is equal to the volume of the annular ring. As the loss of ground corresponding to the full annulus may easily be 5 per cent of the volume of the tunnel or, for example, 13 ft³ per lineal foot of a tunnel of 18-ft diameter, efforts are always made to fill the space as much as possible by other means such as the injection of grout or pea gravel. The success of the efforts depends upon the rate at which the surrounding clay invades the space and the details of the injection operations.

The frictional forces between the skin of the shield and the surrounding soil tend to pull the clay along with the advancing shield. Consequently, a tendency toward longitudinal tensile stresses develops in the clays surrounding the rear of the shield. These stresses tend to cause failure and plastic flow of the clay into the annular space as soon as the tailpiece clears the lining. The inward flow greatly reduces the space that can be injected by grout or other materials, and places a considerable limitation on the loss of ground that can be prevented.

The movements associated with shield

DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELLING

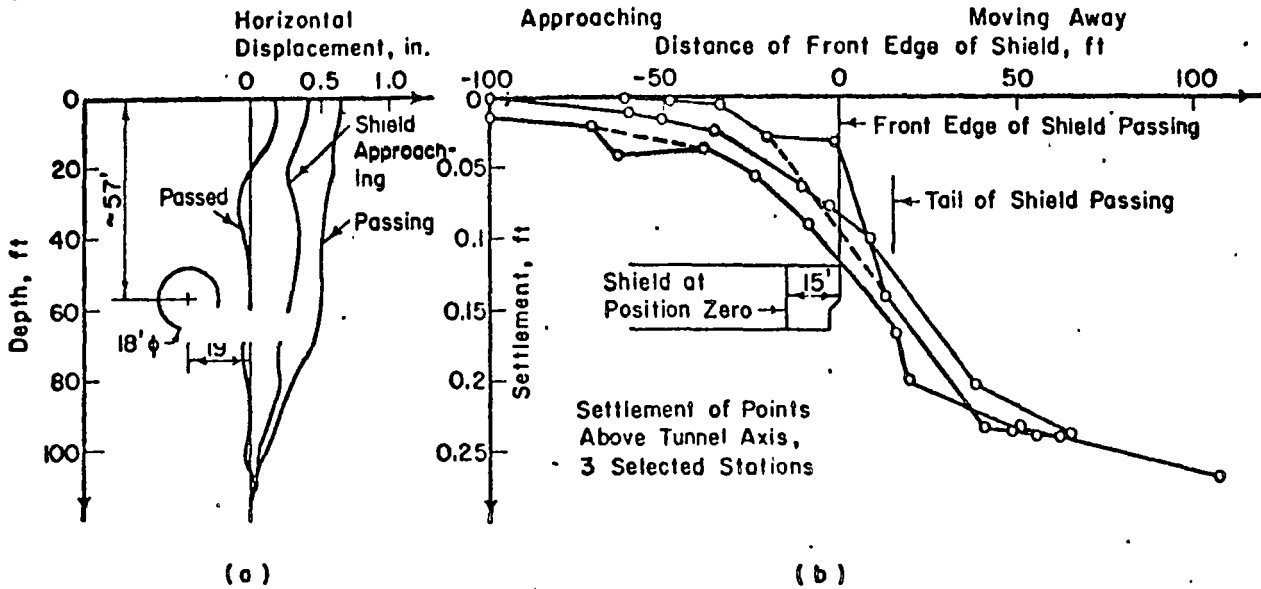


Fig. 5 Shield Tunnel in Plastic Clay: (a) Successive Positions of Originally Vertical Line in Soil Beside Tunnel as Shield Approached and Passed; (b) Settlement of Reference Points above Tunnel Axis, as Shield Approached, Passed Beneath, and Continued Beyond the Points

tunneling are well-illustrated by Fig. 5, which shows the successive positions of an originally vertical line about 8 ft from the edge of the path of a shield in plastic clays in San Francisco. On approach of the shield, the clay moved slightly away from the tunnel, but as the rear of the shield passed, the clay was drawn sharply toward the annular space. A plot of settlement of a point on the street surface as a function of the position of the cutting edge of the shield shows, Fig. 5b, that the rate of increase of settlement is greatest as the rear of the shield passes beneath the point.

Reduction of loss of ground due to invasion of clay into the tailpiece clearance requires either that the inward squeeze of the clay be prevented until the space can be filled, or else that the filling be so prompt that the invasion is insignificant. Neither requirement can be met completely at present. The amount and rate of invasion can be reduced, sometimes to insignificant values, by the use of air pressure. Attempts to grout through the lining immediately after the tailpiece clears have been hampered by the difficulty of sealing the space between the lining and the inside of the tailpiece so that the injected material is not discharged into the working chamber of the shield. Development of an adequate seal would be a substantial step in reducing loss of ground under these conditions.

The patterns of surface settlement caused by loss of ground into two different tunnels in plastic clay are shown in Figs. 6 and 7. They are roughly similar, irrespective of

whether the tunnel is advanced by hand-mining, use of a shield, or use of a mole. Again, for convenience, the probability curves best fitting the data are also shown.

The influence of a second, parallel tunnel may sometimes be approximated by adding the ordinates of the two separate settlement curves. In most instances, however, the loss of ground associated with the second tube is larger than that due to the first, on account of the disturbance to the surrounding clay caused by construction of the first tube. The settlement curve for the second tube is likely to be unsymmetrical, with the greater settlement toward the first tube. However, it has been observed that, if the two tunnels have a common center wall already in place when the second tunnel is excavated, the settlement caused by the second tube is smaller than that caused by the first (Terzaghi 1943). These differences are also illustrated by the observations reported in Table V for Chicago Subway tunnels D-5 and S-6.

In short, settlements above and adjacent to tunnels in plastic clays of soft to medium consistency may be dramatically larger than those above tunnels in stiffer, more brittle cohesive granular soils, although the settlements and the movements in the tunnel are not likely to develop with such catastrophic speed that the heading might be lost and could not be entered safely for carrying out remedial work. Air pressure is an effective means of reducing loss of ground, not because it strengthens the soil but because it reduces the changes in stress

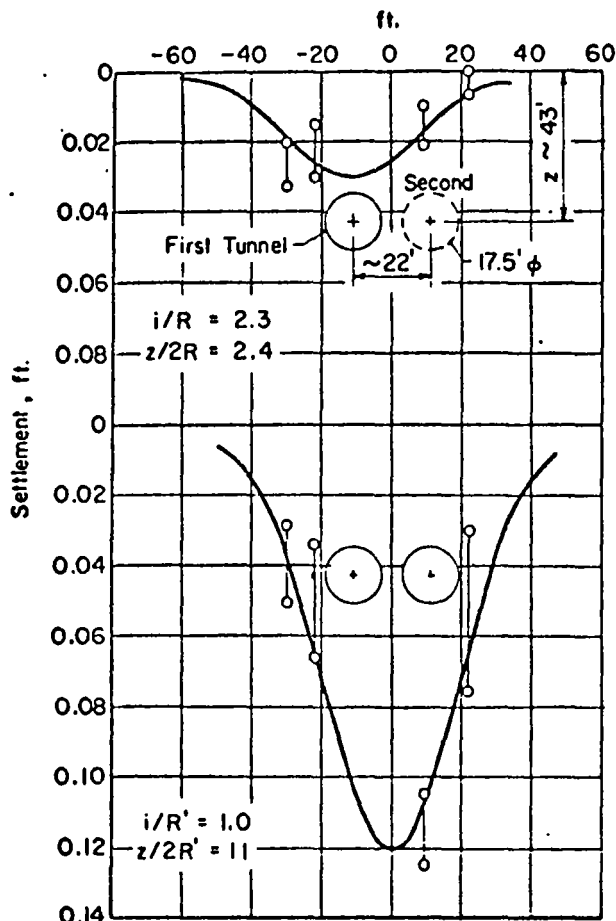


Fig. 6 Settlement above (a) Single Tunnel and (b) Pair of Adjacent Tunnels in Plastic Clay

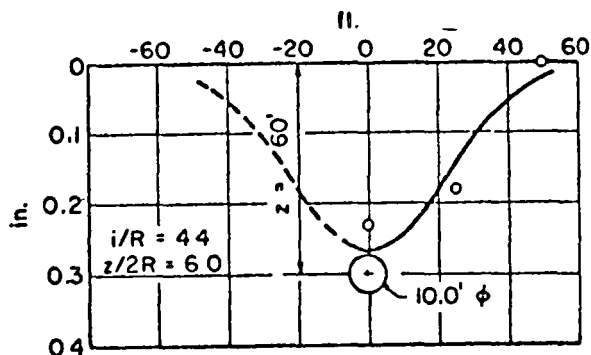


Fig. 7 Settlement above Single Sewer Tunnel in Plastic Clay in Ottawa

due to excavation. Little loss of ground occurs when the shield or mining machine is not actually advancing or when hand excavation is not going on. The tailpiece clearance is a troublesome contributor to excessive lost ground. The development of means to eliminate or reduce the movements associated with the tailpiece clearance is a promising field for investigation.

Finally, delayed settlements due to long-time consolidation of the clay around the tunnel should not be overlooked. These may spread much more widely than those due to the tunneling operations themselves. They especially deserve consideration if tunneling is to be done by shield because of the tendency of the shield to remold the soil near the cutting edge and, on account of the frictional forces, along the skin plate. Shoving partly blind, first heaving and then settling the soil, may cause significant remolding even in insensitive soils.

1.4.6 Distribution of Settlement

The available empirical data, such as the information included in Figs. 1-4, 6 and 7, demonstrate that a cross-section through the settlement trough over a single tunnel can usually be represented within reasonable limits by the error function or normal probability curve. Although the use of this curve has no theoretical justification, it provides at least a temporary expedient for estimating the settlements to be expected at varying distances laterally from the center line of a tunnel. Such an expedient is needed for judging the necessity of underpinning or shoring adjacent buildings, or of relocating vital utilities.

The pertinent properties of the error function and its relationships to the dimensions of the tunnel are shown in Fig. 8. The radius of the tunnel is represented by R , and the depth to the center of the tunnel by z . The maximum ordinate of the curve is the empirically determined maximum settlement s_{max} . The points of inflection of

the error curve are located at distances i on either side of the center line. If the value of i can be established, any table of the ordinates of the normal probability curve can be used to establish the ordinates at any other distance. The settlement ordinate at distance i is, according to the properties of the probability curve, equal to $0.61 s_{max}$.

Values of i have been calculated for tunnels above which reasonably reliable settlement data are available. They are assembled in Table VI and are illustrated in a dimensionless plot of i/R against $z/2R$, Fig. 9. The various tunnels are identified in the figure. †

The plot, Fig. 9, shows reasonable trends and permits a tentative separation of the results according to the types of soil.

DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELLING

Table V Settlements Above Tunnels in Saturated Plastic Clays

No.	Case	Reference	Depth to Tunnel Axis, z, ft	Diameter, 2R, ft	Av. Settlement Volume, %	Largest Settlement δ'_{max} , ft	Normal Settlement δ'_{max} , ft	Method of Tunneling	Soil Conditions
1	Tyholt, Norway, R.R.	Hartmark 1964	56-72	26.0	(15)	2.0 to 2.4	--	Shield, hand-mined, air 17-23 psi	Sensitive clay with silt layers, $q_u=1.2-1.5$ ksf
2	Koto, Tokyo Subway	Shiraishi pers. comm.	74	23.0	(4.3) ^a	0.6 ^a	0.4 ^a	Shield, sectional hand-mining, breasted face, liner segments erected in shield, air 8 psi	Normally loaded sensitive clay, $q_u=1.5$ ksf
3	San Francisco BART	Pers. Files	59	18.0	4.3	0.2	0.15	Shield, breasted face, liner segments erected in shield. No air	Moderately sensitive clay, $q_u=1.6$ ksf
4	Ottawa Sewer	Eden and Bozozuk, 1968	60	10.0	1.6	0.02	--	Digger-shield, liner segments erected behind shield, air 4-5 psi	Leda clay, sensitive $q_u=7.4$ ksf
5	Toronto Subway	Matich & Carling (unpubl.)	43	17.5	0.6 1.3 ^b	0.035	0.03 0.12 ^b	Shield, hand-mined, air 10-12 psi	Crown: silty clay, $q_u=1.4$ ksf; Invert: till, $q_u=1.6$ ksf
6	Chicago D-5	City of Chicago 1942	39	20.0	0.8 1.1 ^c	0.10 0.35 ^c	0.06 0.20 ^c	Hand-mined, ribs and liner plates, heading benched, air 14 psi	Strength of glacial clay varies from $q_u=1.4$ ksf at axis elevation to 0.8 ksf at 18 ft depth. Stronger material above.
7	Chicago S-6	City of Chicago 1942	36	20.0	0.6 0.4 ^d	0.09 0.17 ^d	0.05 0.12 ^d	Hand-mined, ribs and liner plates, heading benched, air 12 psi	Strength of glacial clay varies from $q_u=1.2$ ksf at axis elevation to 0.7 ksf at 10 ft depth. Stronger material above.

Table V (Continued)

Notes:

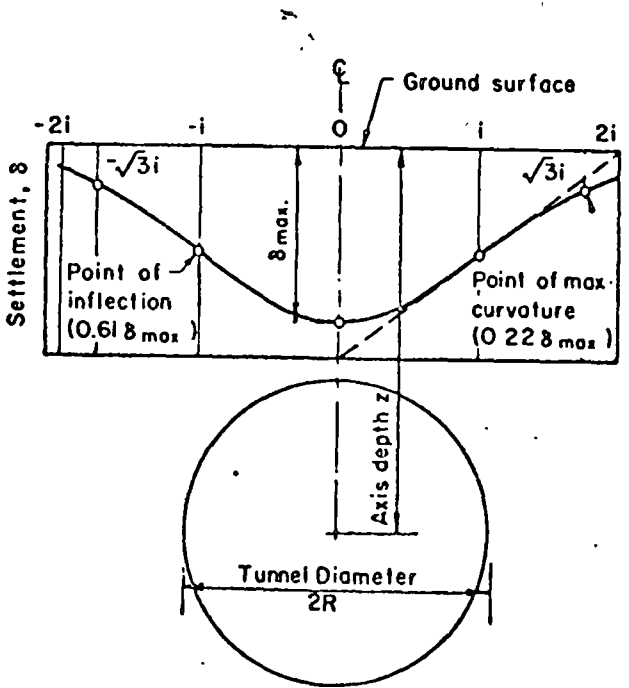
Values in parenthesis estimated on basis of few observations.

^aValues for two parallel circular tunnels on 49-ft centers.

^bValues for two parallel circular tunnels on 21-ft centers.

^cValues for two parallel horseshoe tunnels on 28-ft centers.

^dValues for two horseshoe tunnels on the common center wall.



Ratio $\frac{i}{R}$ is function of $\frac{z}{2R}$ and soil conditions
 Volume of trough $\approx 2.5 i \delta_{max}$.

Fig. 8 Properties of Error Function or Normal Probability Curve as Used to Represent Cross-Section Through Settlement Trough Above Tunnel

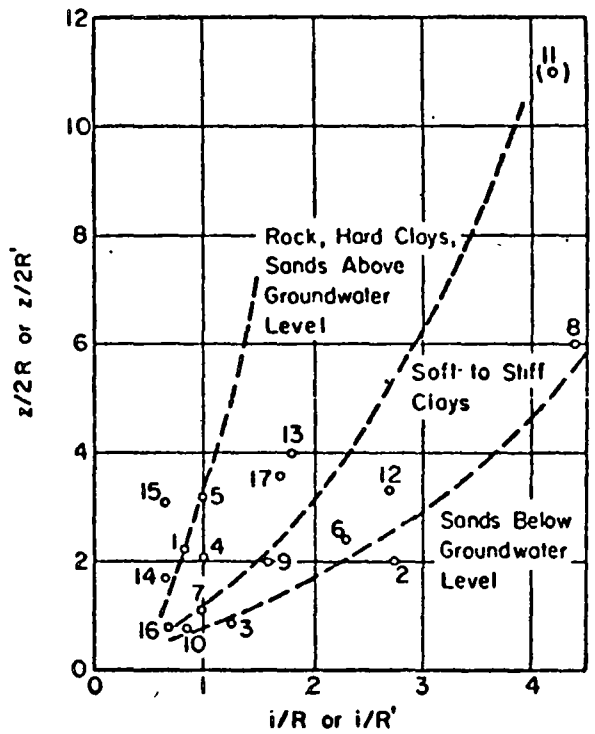


Fig. 9 Relation Between Width of Settlement Trough, as Represented by i/R , and Dimensionless Depth of Tunnel, $z/2R$, for Various Tunnels in Different Materials

DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELLING

Table VI Width of Settlement Trough Above Tunnels											
No.	Case	Reference	Radius of Tunnel, R (or R'), ft	Depth of Tunnel Axis, z, ft	z/2R (or z/2R')	i, ft	i/R (or i/R')	δ max, ft	Settlement Volume, ft ³ /ft	Settlement Volume, %	Remark
1	Toronto Subway	Pers. files	8.75	34-44	2.0-2.5	6.4	0.73	0.28	4.5	1.9	First tunnel
			8.75	34-44	2.0-2.5	8.0	0.92	0.46	9.2	3.8	Second tunnel
Dense sand above groundwater level											
2	do.	Matich & Carling (unpubl.)	8.75	35	2.0	24	2.75	0.04	2.4	1.0	First tunnel
3			20	35	0.88	25	1.25	0.1	6.3	1.3	Total Settlements
Below groundwater level, crown in sand, invert in till											
4	San Francisco (BART)	Pers. files	8.75	36	2.1	18	1.0	0.03	1.35	0.56	Settlements from first and second tunnels independent and equal
Cemented dense sand, above groundwater level											
5	G.N.R.R. Seattle	Hussey et al, 1915	19.5	125	3.2	20	1.0	0.7	35	2.6	
Hard clayey glacial till (horseshoe)											
6	Toronto Subway	Matich & Carling (unpubl.)	8.75	43	2.4	20	2.3	0.03	1.5	0.62	First tunnel
7			20	43	1.1	20	1.0	0.12	6	1.25	Total Settlements
Medium glacial clay											
8	Ottawa Sewer	Eden & Bozozuk, 1968	5	60	6	22	4.4	0.023	1.25	1.6	
Medium Leda Clay											
9	Chicago Sub- way S-6	Terzaghi, 1943	10	39	2.0	16	1.6	0.075	3	0.75	First tunnel
Soft glacial clay											
10	Chicago Sub- way S-3	Terzaghi, 1942	52	40	0.77	22	.85	--	--	--	Total settlement over two tunnels
Soft glacial clay											
11	San Paolo	Terzaghi, 1950	4.5	100	11	19	4.2	0.67	32	50	Many construction difficulties
Stiff clay											

Table VI (Continued)

No.	Case	Reference	Radius of Tunnel, R (or R'), ft.	Depth of Tunnel Axis, z, ft	$z/2R$ (or $z/2R'$)	i, ft	i/R (or i/R')	δ max, ft	Settlement Volume, ft ³ /ft	Settlement Volume, %	Remark
12	San Francisco (BART)	Pers. files	9	59	3.3	24	2.7	0.18	11	4.3	
	Medium clay										
13.	Sulphur Extraction	Deere, 1961	175	1400	4.0	320	1.8	--	--	--	
	Rock .										
14	Mine	Wardell, 1959	770	2620	1.7	510	0.66	--	--	--	
	Rock										
15	Mine	Wardell, 1959	61	370	3.1	39	0.65	--	--	--	
	Rock										
16	Mine	Pierson, 1965	620	1000	0.8	420	0.68	--	--	--	
	Rock										
17	Mine	Berry & Sales, 1961	275	1970	3.6	475	1.7	--	--	--	
	Rock										

Notes:

R' is one-half the width of a horseshoe tunnel or $R + d/2$, where d is the spacing of twin tunnels, center to center.

Volume of settlement trough is calculated by $V_s = 2.5 \max i$

Appreciably greater values of i/R appear to be associated with tunnels in plastic clay than in the several varieties of granular materials. A significant exception is tunneling in sand below water table, where control of lost ground is especially difficult. As expected, the greater the depth of tunnel, the greater the spread of the settlement trough.

In several instances, the two tunnels of a pair were close enough together to produce a single settlement trough, reasonably symmetrical, that could be interpreted as the consequence of a single tunnel with

depth z and radius $R' = R + d/2$, where d is the distance between center lines of the tunnels. Points representing the probability curves corresponding to these conditions are also plotted in Fig. 9 by replacing R by R' in the expressions i/R and $z/2R$. These points are also identified in the figure.

Also included in Fig. 9 are points representing the values of i/R for subsidence troughs over several mine or solution cavities in rock, where the depth of the opening is great enough to suppress the influence of the irregular cross-section of

DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELLING

the opening. The results suggest that the subsidence troughs above granular soils (except those influenced by seepage) and rocks are roughly comparable, whereas the disturbance due to tunneling in plastic soils extends laterally significantly farther.

1.4.7 Conclusion

In this chapter, empirical information has been assembled to permit the engineer to estimate the loss of ground associated with various tunneling procedures in different types of ground. The effectiveness of various methods for reducing the loss of ground and consequently the settlement has also been discussed.

Consideration has been restricted to four principal types of subsurface conditions. Many more types are of practical interest. Furthermore, many headings involve mixed faces of cohesive and cohesionless soils.

As we have seen in Chapter 3, the feasibility of construction is much more difficult to judge in mixed faces than in faces consisting of a single material. Equipment and procedures satisfactory for one type of soil encountered in the heading may not be satisfactory for another. Once a type of construction has been tentatively selected, an estimate of the settlement is required to determine whether the procedure will be acceptable from the point of view of disturbance to surface facilities. In a mixed heading, conditions may lead to greater surface settlements than would occur if the heading were being constructed in any one of the individual materials. Little empirical information is available on which to form a basis for judgment.

One of the most urgent needs for the advancement of the art of tunneling is further detailed information about settlements associated with a variety of soil conditions and methods of tunneling. Because of the dependence of loss of ground on construction details, there seems little likelihood that theoretical investigations will prove fruitful except for some of the simplest of materials such as plastic clays. The same conclusion can be drawn concerning small-scale model tests. Full-scale field observations remain of outstanding urgency.

The information contained in this chapter is surprisingly meager. It can presently serve a useful purpose in demonstrating that lost ground and settlement occur in connection with all soft-ground tunnels, and that the magnitudes of the settlements are not always as small as designers and planners sometimes assume. In some instances the present information may permit an estimate of the settlement to be expected on a project under consideration if the work is expertly carried out according to a given procedure. Yet, the designer cannot overlook the likelihood of much greater settlements if

unexpected difficulties arise. He must be aware that the unexpected is almost to be regarded as the expected in tunnel work, and must rule out designs involving construction procedures prone to difficulties under the physical conditions prevailing at the site of the project. The present margin of uncertainty in estimating the consequences of tunneling, even with the best of techniques, cannot be reduced until many more records of settlements and construction procedures become available for all types of subsurface conditions.

Asentamientos en la vecindad de túneles perforados con escudo*

José Tinajero Sáenz**
Luis Viéitez Utesa***

SINOPSIS

Este escrito trata sobre los movimientos de la masa de suelo registrados en la vecindad de túneles perforados con escudo en el subsuelo de la ciudad de México.

SYNOPSIS

This paper deals with movements of the soil mass near shield driven tunnels in the subsoil of Mexico City.

1. INTRODUCCION

El último kilómetro del extremo poniente de la línea 1 del Metro de la ciudad de México, ubicado en abanicos aluviales antiguos, se construyó en túnel con escudo hincado. Por otra parte, para dar continuidad a cuatro colectores principales que cortaba la propia obra del Metro, localizados en depósitos lacustres típicos del Valle de México, se construyeron en túnel sifones invertidos mediante perforación con escudo cortador.

Los desplazamientos de la masa del suelo y los asentamientos de la superficie del terreno motivados por estas obras, son el tema del presente trabajo.

2. CONDICIONES DEL SUBSUELO

Las figs 1, 2 y 3 muestran cortes del subsuelo y sus propiedades en puntos cercanos a las localizaciones de los sifones; la fig 4 presenta un corte representativo del subsuelo donde se perforó el túnel del extremo poniente de la línea 1 del Metro, que en adelante se llamará túnel Metro.

* Trabajo presentado en el IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, San Juan, Puerto Rico, junio de 1971.

** Solum, S. A.

*** Istme, S. A.

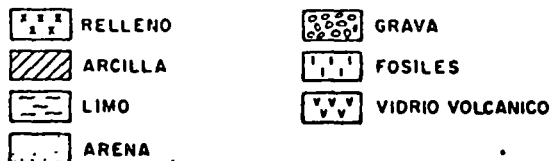
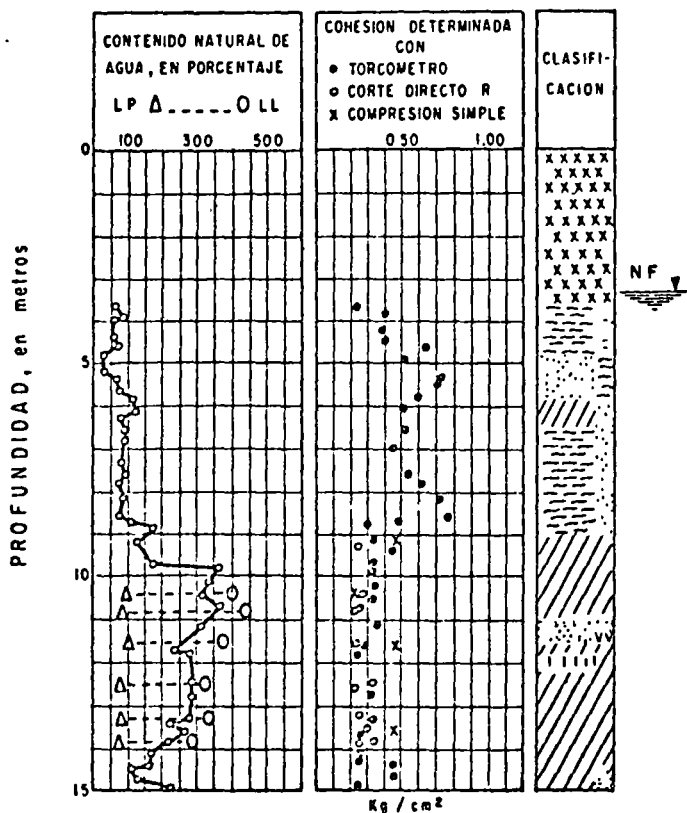


Fig 1. Sifón Dos de Abril

Los cuatro túneles sifones se perforaron en depósitos lacustres típicos de la zona del Lago del Valle de México, mientras que el túnel Metro se perforó totalmente en abanicos aluviales antiguos de la zona de Lomas del mismo Valle, de acuerdo con la zonificación propuesta por Marsal y Mazari para la ciudad de México (ref 1).

En el túnel sifón Dos de Abril, el valor de la relación $P_z \cdot S_u$, fue de 6.2 y 3.4, determinando S_u en pruebas de corte directo y compresión simple, respectivamente.

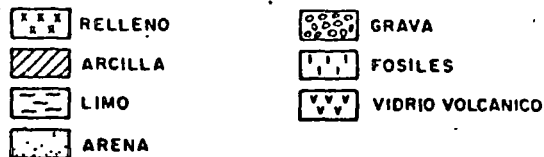
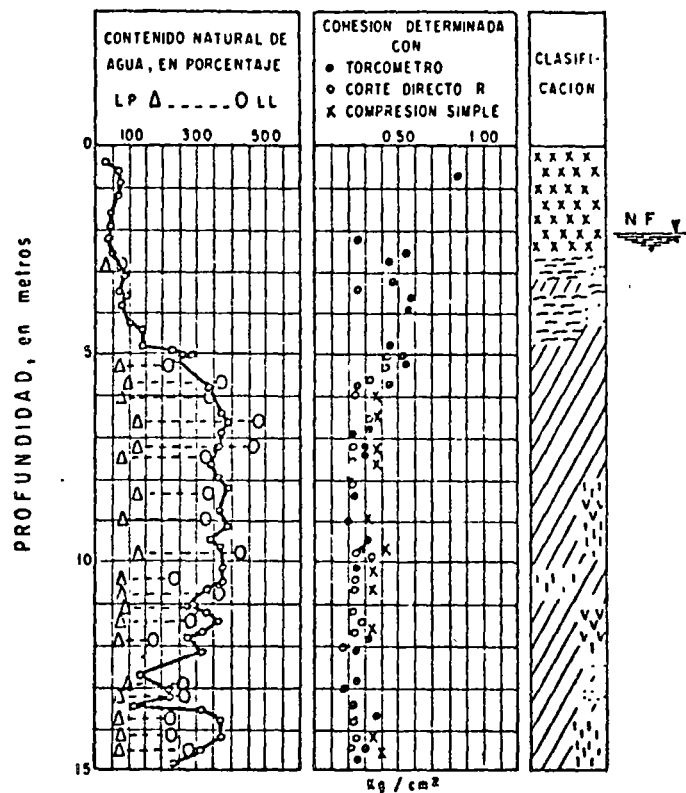


Fig 2. Sifones Manuel González

En el área del cruce, y en sentido transversal al eje del túnel, existían instalaciones municipales correspondientes a la red principal de agua potable y drenaje, así como rellenos artificiales en espesor de 3.50 m que contenían restos de la cimentación de un antiguo acueducto y de la vieja calzada de Tlacopan.

A un lado y otro de la rama norte del sifón, localizada en la calle Dos de Abril, existen construcciones. Del lado poniente, a 6 m del eje del sifón, se encuentra una iglesia colonial. Del lado oriente, a 10 m del eje, hay un moderno edificio de seis pisos, con fachadas

PROFUNDIDAD, en metros

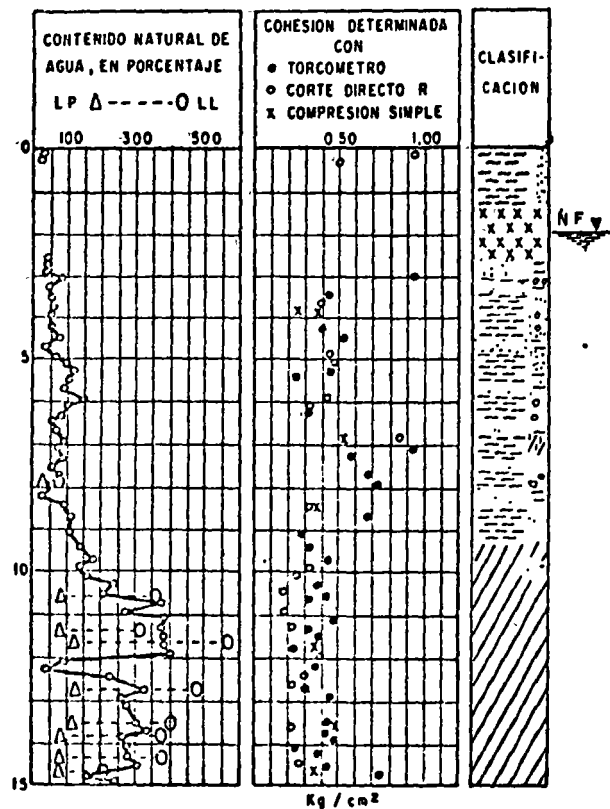


Fig 3. Sifón Obrero Mundial

muy pesadas, cuya cimentación es compensada parcialmente con pilotes de control. Las características generales del túnel se muestran en la fig 5.

En los túneles sifones gemelos de Manuel González, el valor de la relación P_z/S_u fue de 6.1 y 4.3 para S_u , determinada en pruebas de corte directo y compresión simple, respectivamente.

La avenida Manuel González está plagada de instalaciones municipales: cables de energía de 85 kV, colectores, tuberías correspondientes a la red principal de agua potable y drenaje.

PROFUNDIDAD, en metros

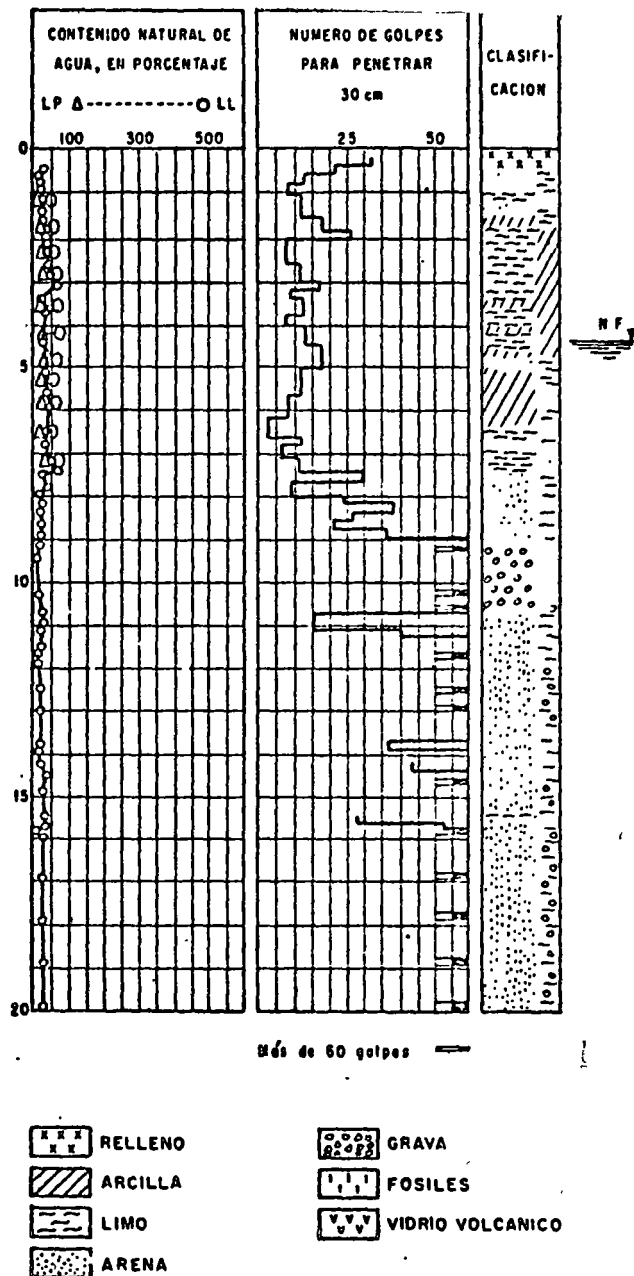


Fig 4. Túnel Metro

Los edificios más cercanos a los sifones están a 26 m de distancia. Las características generales de los túneles se muestran en la fig 6.

El túnel sifón de Obrero Mundial está ubicado en una avenida que antaño había sido un canal colector.

El valor de la relación P_z/S_u en este caso fue de 6.9 y 4.7 para S_u , determinado en pruebas de corte directo y compresión simple, respectivamente. Los edificios más próximos al sifón se encuentran a una distancia del eje de 19 m. Los más pesados son de seis pisos, y están situados del lado de la rama poniente del sifón.

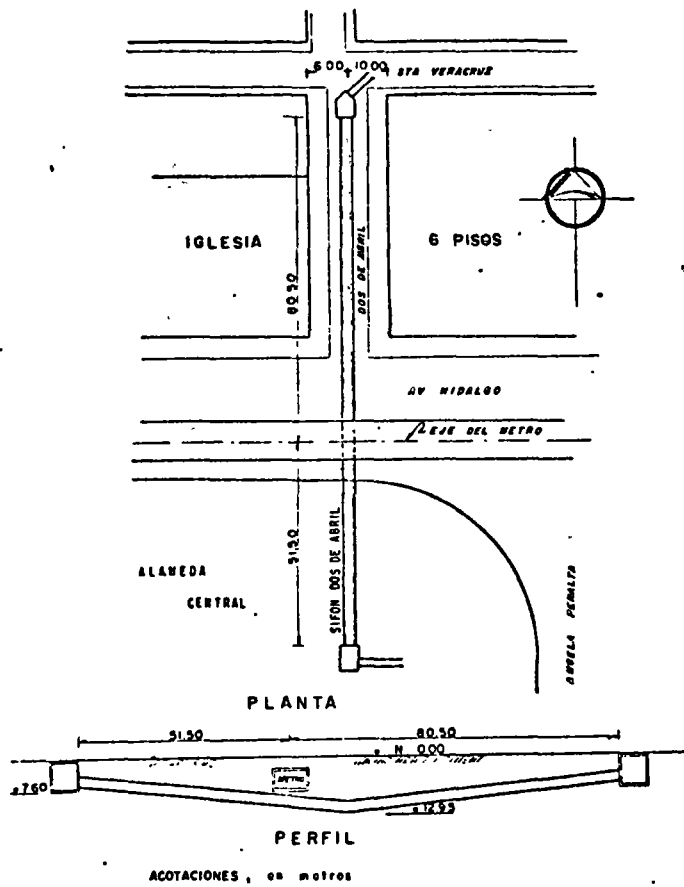


Fig 5. Túnel Sifón Dos de Abril

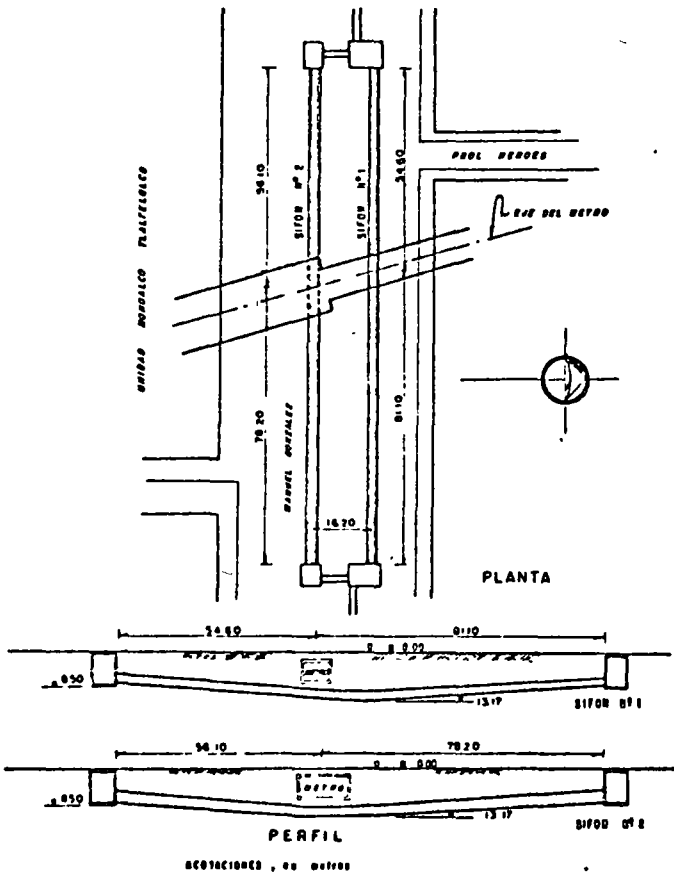


Fig 6. Túneles Sifones Manuel González

Las características generales de este túnel se muestran en la fig 7.

El túnel Metro se localiza totalmente en abanicos aluviales de la zona de Lomas. En una buena parte del tramo, los suelos de los primeros 10 m de profundidad están sueltos y poco compactos (fig 4).

El trazo del Metro hizo necesario que este túnel pasara bajo construcciones y bajo un colector interceptor de 4 m de diámetro, dos oleoductos, un gasoducto, una vía de ferrocarril y un viaducto (fig 8). Los edificios más pesados bajo los cuales se perforó el túnel son de cuatro pisos. El techo del túnel varía entre 7 y 16 m.

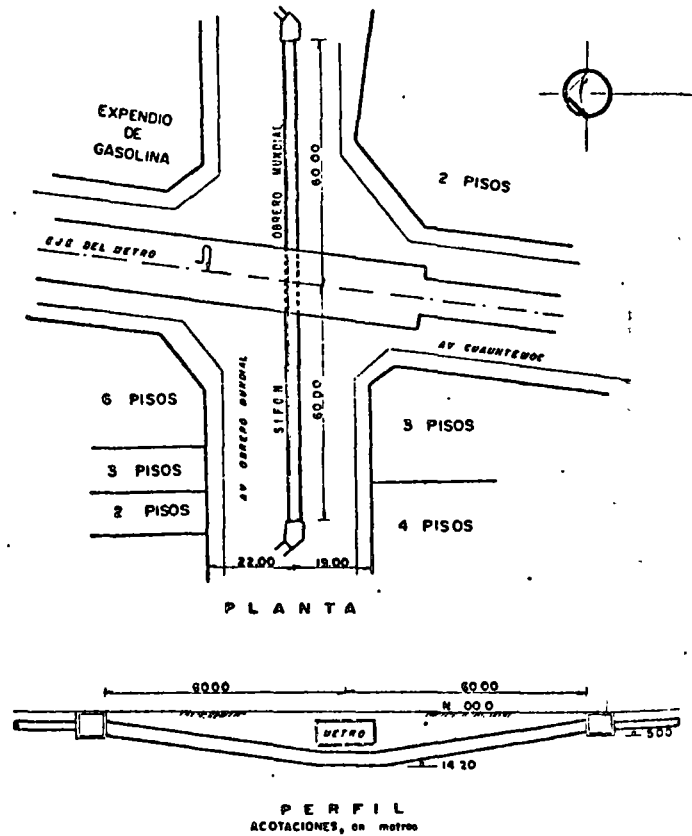


Fig 7. Túnel Sifón Obrero Mundial

3. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

3.1 Escudos

En la perforación del túnel Metro, se utilizó un escudo de 9.15 m de diámetro, con visera y el frente abierto, cuya función es contener las paredes de la perforación entre la sección de ataque y la sección ya revestida, y garantizar la estabilidad del frente. Para colocar las dovelas de revestimiento, el escudo cuenta con dos brazos erectores instalados en la parte posterior del mismo.

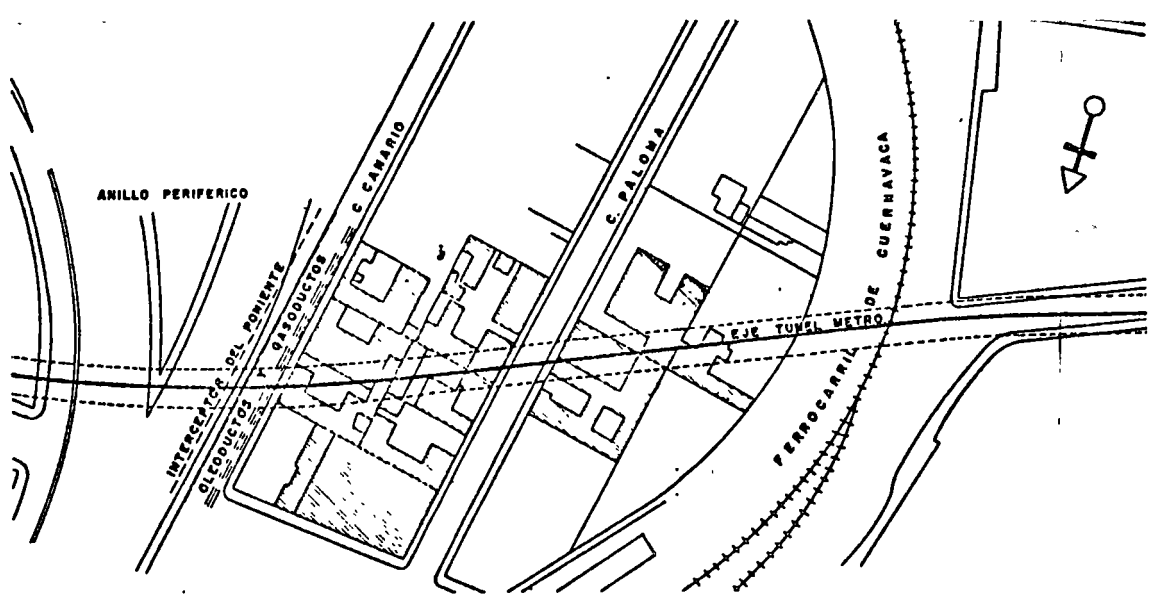


Fig 8. Túnel Metro

En la perforación de los túneles sifones se utilizó un escudo cortador de 2.95 m de diámetro exterior, con el frente abierto e inclinado 25° con respecto a la vertical, de manera de formar una visera. Esa misma inclinación tiene el sistema cortador, formado por paletas incrustadas de dientes dispuestos en dos abanicos de tres paletas cada uno; un abanico barre, con un movimiento oscilatorio, la mitad superior del frente, y el otro barre, con igual movimiento, pero independiente del anterior, la mitad inferior. Las paletas cubren una tercera parte del área del frente, por lo que constituyen un ademe de este no despreciable. La presión que transmiten estas paletas durante el empuje contrarresta, en parte, la tendencia del frente a expandirse y fluir hacia el interior del túnel.

3.2 Revestimientos

El túnel Metro lleva un solo revestimiento, que es a la vez ademe y estructura definitiva, constituido por anillos de tres dovelas prefabricadas de concreto armado. El ancho de las dovelas es de 0.80 m y el espesor dominante de 0.25 m. Cada anillo de dovelas, al salir de la cola del escudo, fue expandido mediante gatos hidráulicos, con objeto de apoyar bien las dovelas contra el terreno, aplicándoles una carga tangencial controlada. Ello permite restablecer parcialmente en el terreno circundante los esfuerzos que tenía este antes del paso del escudo y reducir así considerablemente los asentamientos que de otra forma se producirían si se dejara que el terreno circundante "cerrara" contra el revestimiento.

Los túneles sifones llevan dos revestimientos: primario y secundario. El revestimiento primario se fue

colocando conforme el escudo avanzaba y no se aplicó ninguna carga para expandirlo. Consta de anillos de diez dovelas metálicas en forma de charolas curvas de 1/4 de pulg de espesor con ceja perimetral de 5 cm de alto y un refuerzo de ángulo en su parte media unidas entre sí con tornillos. Una vez que el túnel estuvo completamente excavado y ademado con revestimiento primario, se procedió a colar el revestimiento secundario, que es de concreto armado.

3.3 Inyección

Después de colocar el revestimiento, y a una distancia del frente igual a 20 m en el túnel Metro y 8 m en los túneles sifones, se efectuó una inyección de contacto e impermeabilización a base de cemento-arena y puzolana, en el espacio que quedaba entre la periferia del revestimiento y el suelo. La presión de inyección fue en todos los casos aproximadamente igual al peso del suelo al nivel del eje del túnel.

Esta inyección, además de impermeabilizar el túnel cubre las socavaciones ocasionadas por eventuales caídas de materiales deleznable, así como los espacios no cubiertos con la expansión de los anillos en el caso del túnel Metro y la holgura entre el revestimiento y el suelo en el caso de los túneles sifones.

3.4 Bombeo

El nivel freático se encontró, en los túneles sifones cercano a la superficie del terreno, y en el túnel Metro a diversas profundidades, por lo cual se hizo necesario en todos los casos efectuar un bombeo previo al paso del escudo, para evitar que las fuerzas de filtración s

dirigieran hacia el frente del túnel y favorecieran la expansión y el flujo plástico de arcilla en el caso de los túneles sifones y, el arrastre y tubificación de suelos finos no cohesivos en el caso del túnel Metro.

4. MOVIMIENTOS DE LA MASA DE SUELO

Durante la ejecución de estos túneles se observaron bancos de nivel superficiales y profundos instalados sobre ellos o en su vecindad. Los resultados de las observaciones hechas permiten establecer diversas conclusiones interesantes.

4.1 Asentamientos

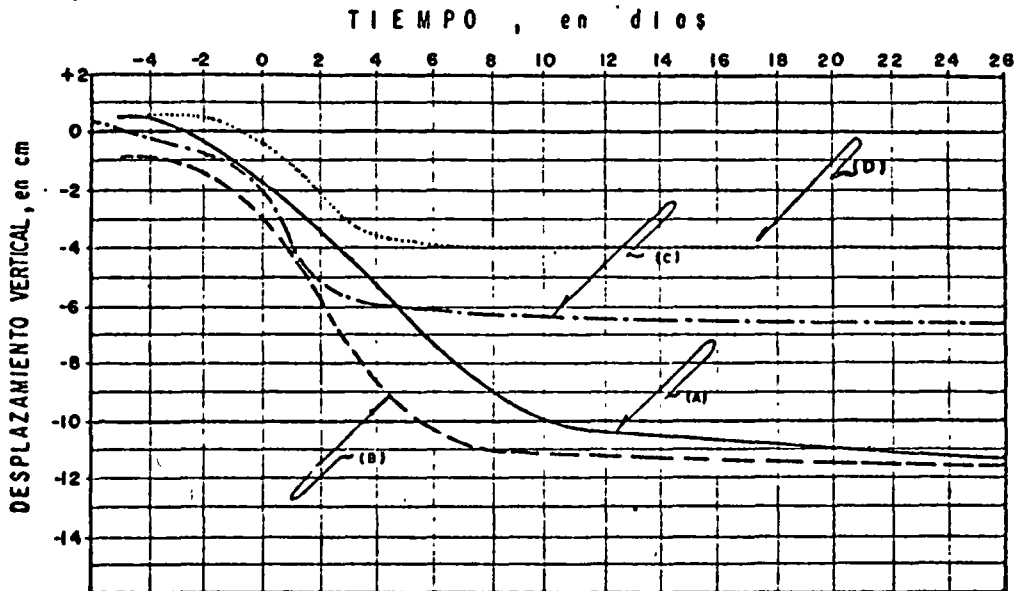
4.1.1 Túneles sifones

Los mayores asentamientos de la superficie del terreno sobre el eje del túnel, se registraron en el sifón Obrero Mundial (17.2 cm) y sobre el sifón 1 de Manuel González (18.5 cm). Los más pequeños en el sifón Dos de Abril (8 cm). Aunque la magnitud y velocidad de los asentamientos que se observan durante las distintas etapas de tuneleo varían de un sifón a otro, se puede decir que el comportamiento de la superficie del terreno en un punto cualquiera sobre el eje del túnel fue, en general, el siguiente:

Se observan ligeros asentamientos o ligeras expansiones conforme la perforación del túnel se aproxima a la vertical del punto. Uno o dos días después de que el túnel cruza esa vertical, se acusan asentamientos que progresan a una velocidad de 0.5 a 2.0 cm/día según el caso. Este proceso se registra durante un período de tres a diez días (el periodo menor para la velocidad mayor), terminado el cual la velocidad de asentamiento disminuye a 1/6 a 1/10 de la velocidad anterior, y sigue disminuyendo hasta que al cabo de un mes, los asentamientos dejan de progresar en forma sensible (fig 9).

En el sentido longitudinal al túnel, el asentamiento máximo parcial se va registrando unos 10 m atrás del frente del túnel. Los asentamientos parciales se van acumulando, y en la sección de máxima profundidad se suelen registrar los máximos.

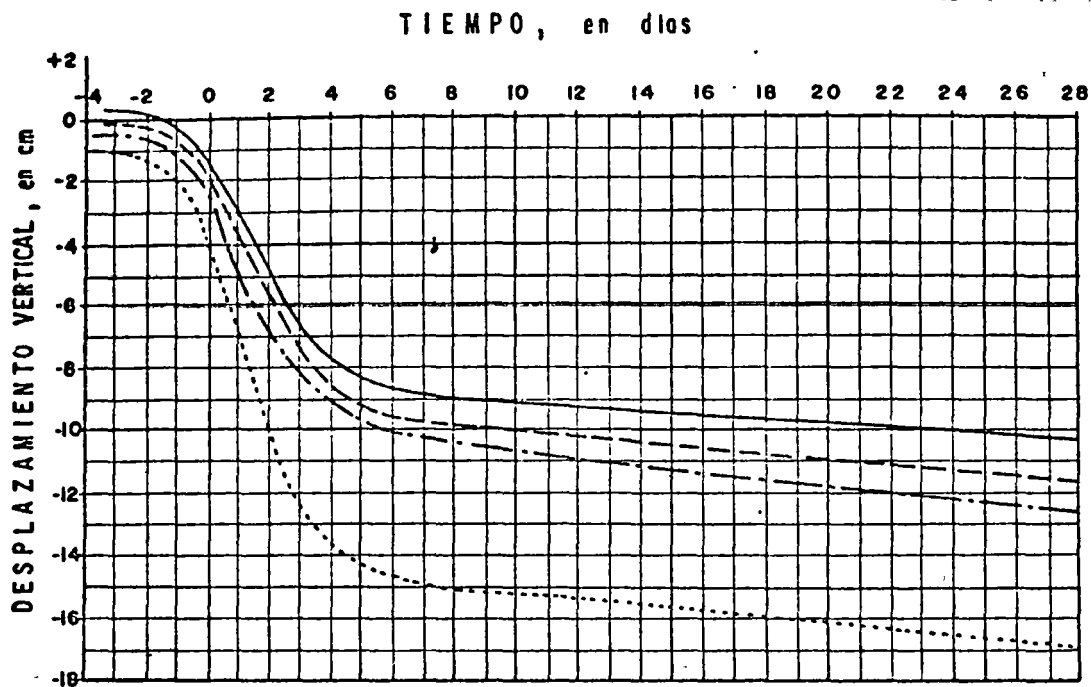
En los bancos profundos se aprecia una ley de asentamientos similar a la de los bancos superficiales, pero se acusa un mayor movimiento en los puntos próximos a la clave del túnel que en aquellos cercanos a la superficie, según se muestra en la fig 10, lo que revela que existe una zona de equilibrio plástico alrededor del túnel e inmediata a este.



El día 0 corresponde al paso del escudo por la vertical del punto

- (A) Sifón Manuel González II
- (B) Sifón Obrero Mundial
- (C) Sifón Dos de Abril
- (D) Túnel Metro

Fig 9. Curvas asentamientos tiempo, bancos de nivel superficiales



El día 0 corresponde al paso del escudo por la vertical del punto

- Banco de nivel superficial
- - - Banco de nivel profundo -3.30m.
- · - Banco de nivel profundo -6.60m.
- · · Banco de nivel profundo -9.00m.
- Profundidad clave túnel -10.20m.

Fig 10. Bancos de nivel profundo, Sifón Manuel González II

4.1.2 Túnel Metro

Los asentamientos observados en la superficie sobre el eje del túnel varían entre 1.5 y 5.0 cm, dependiendo de la compacidad del suelo donde se perfora el túnel y de la efectividad de la expansión de los anillos. Se notan, de dos a cuatro días antes de que el escudo pase por la vertical del punto observado, expansiones del terreno de hasta 0.6 cm. Las velocidades de asentamientos registrados fueron: 4.0 mm/día, dos días antes del paso del escudo, de 7.0 a 11.0 mm/día durante un periodo de dos a cinco días después del paso del escudo por la vertical del punto, terminado el cual, disminuye a 1 mm/día durante tres o cuatro días, y finalmente, se hace nula (fig 9).

4.2 Movimientos laterales

Próximos a los túneles de Manuel González y cerca de la sección más profunda, se instalaron tres inclinómetros. La profundidad de la base de cada inclinómetro quedó entre 8 y 10 m por abajo de la plantilla del túnel correspondiente.

El desplazamiento máximo hacia el túnel fue de 15.8

cm en el sifón 2 con recuperación de 5 cm al cabo de un mes del paso del escudo. En el sentido longitudinal, el desplazamiento máximo fue de 6.5 cm hacia el frente del túnel y se registró un arrastre de 3 cm conforme el escudo pasó frente al inclinómetro.

En el sifón 1, perforado después, el desplazamiento normal al túnel fue de 3.5 cm durante el paso del escudo, con recuperación de 3 cm 17 días después. El arrastre fue de 7 cm.

Según las deformadas de los inclinómetros, participa en el movimiento una sección de 3 m de radio a partir del eje del túnel en el sentido normal y de 10 m de radio en el sentido del eje.

4.3 Distribución de asentamientos

En secciones transversales al eje de los túneles, los asentamientos son máximos sobre dicho eje y disminuyen hacia los lados, siendo menores de 1 cm a una distancia del eje de 15 a 20 veces el radio del túnel en los sifones, y de 3 veces el radio del túnel en el Metro, observándose en este que son nulos a una distancia de 6 veces el radio.

La forma de la curva de distribución de asentamientos en estas secciones se asemeja a la curva de distribución normal de probabilidades o "campana de Gauss" que se utiliza en Estadística, según se muestra en la fig 11 (ref 2). Esta forma de distribución de asentamientos no es clara en la superficie del terreno del sifón Dos de Abril, lo cual puede atribuirse a condiciones locales de preconsolidación y a efectos de arqueo asociados con la presencia de la antigua Calzada de Tacuba y el acueducto de Chapultepec, así como a las obras más recientes de las instalaciones municipales ya mencionadas.

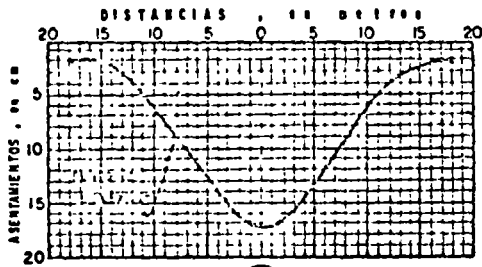
Para dos túneles gemelos, paralelos, perforados a la misma profundidad, el símil podría también aceptarse, dados los resultados obtenidos en los túneles de Manuel González (fig 11).

Llevados los valores de i (distancia del eje de simetría a los puntos de inflexión) a la gráfica $Z/2R-i/R$ que da Peck (ref 2, pág 242), se observó que todos los puntos correspondientes a los cuatro sifones están del lado de

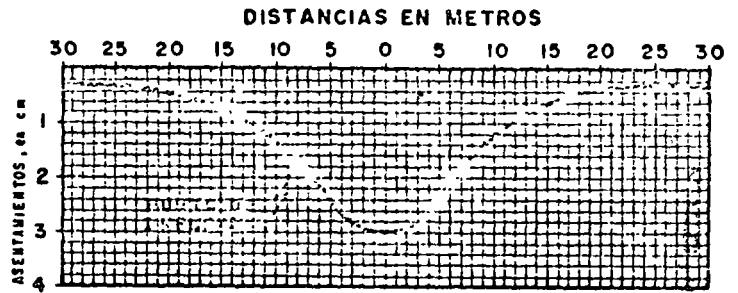
las arenas bajo el nivel freático. Dado que el límite que da Peck es impreciso (aparece en la gráfica en línea discontinua), sugiere que, o bien el límite real debe caer más abajo, dentro de lo que Peck considera la zona de arenas bajo el nivel freático, y que los puntos aquí determinados se localicen muy cerca de este límite y cargados del lado de las arcillas, o bien que los asentamientos motivados por el desplazamiento de la masa de suelo durante el tuneleo en una arena bajo el nivel freático y en una arcilla blanda sean de similar magnitud y que, por lo tanto, no deba considerarse un límite (fig 12).

Los puntos correspondientes al túnel Metro, llevados a la misma gráfica, están cerca del límite entre la zona de arenas sobre el nivel freático y las arcillas blandas, según se muestra en la fig 12, lo cual concuerda con la realidad, ya que como se ha mencionado, se efectuó un bombeo previo a la perforación del túnel, que, por tratarse de suelos permeables, garantizó el abatimiento del nivel freático.

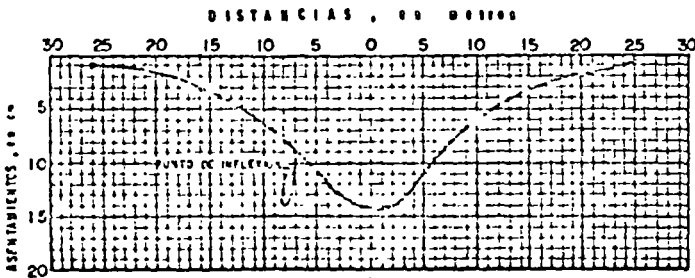
Se estimó también el volumen de la hondonada for-



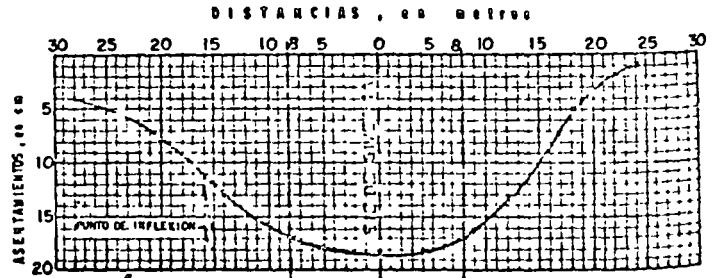
SIFON OBRERO MUNDIAL



TUNEL METRO

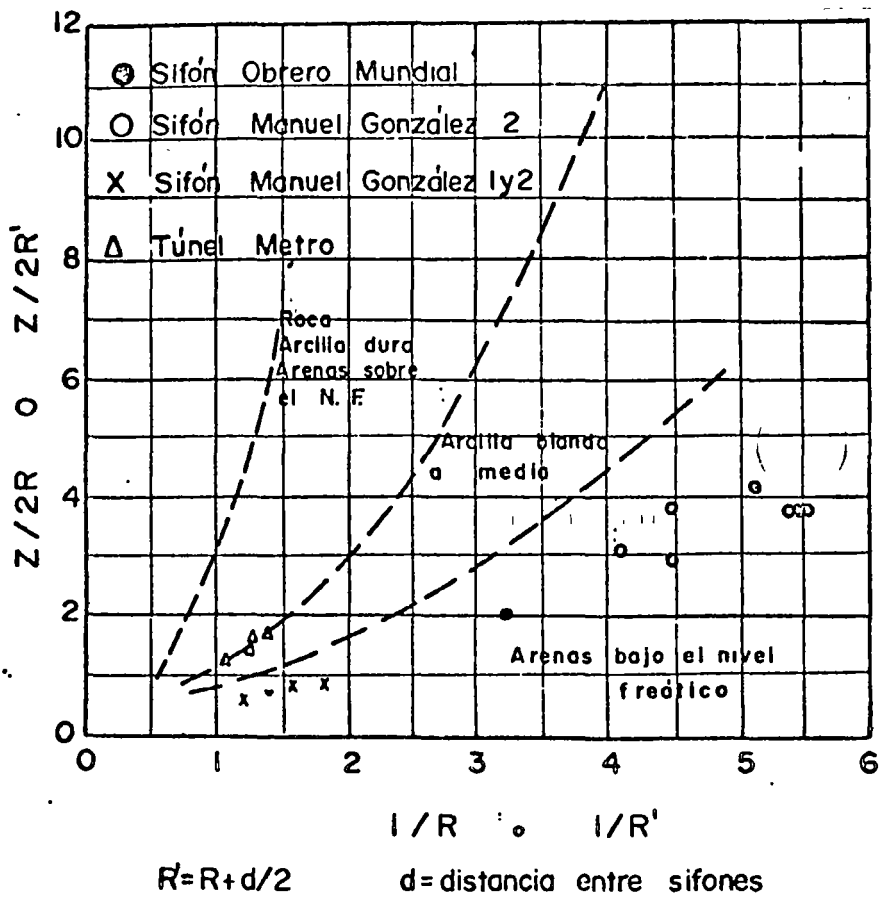


SIFON MANUEL GONZALEZ II



SIFON MANUEL GONZALEZ

Fig 11. Asentamientos transversales al eje



$$R' = R + d/2$$

$d =$ distancia entre sifones

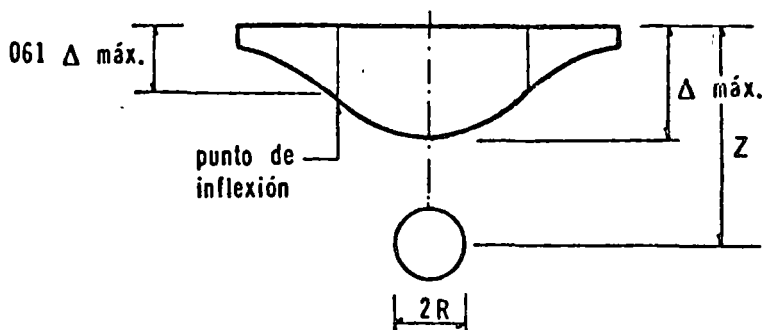


Fig 12.

mada por los asentamientos de acuerdo con la fórmula que propone Peck, y que transformada a unidades métricas, es

$$v = 0.23 / \Delta_{\text{máx}}$$

Comparados estos valores con los del volumen total de la sección de los túneles que son de $6.83 \text{ m}^3/\text{m}$ en los sifones, y de $65.7 \text{ m}^3/\text{m}$ en el Metro, se obtienen porcentajes que están dentro del intervalo que se deduce de la información de la tabla 6 (ref 2, pág 243). En el sifón Obrero Mundial, la máxima proporción de volúmenes fue de 4.6 por ciento, y en los sifones de Manuel González fue de 3.7 por ciento para el primer túnel y de 5 por ciento para los dos túneles. En el túnel Metro, la proporción de volú-

menes máxima fue de 0.12 por ciento, es decir, alrededor de una cuadragésima parte de las proporciones obtenidas en los sifones; ello obedece a la comparativamente alta compacidad del suelo y a la expansión del revestimiento, que evitan casi totalmente el flujo y la pérdida de material durante el tuneleo.

4.4 Estimación de asentamientos

Con el propósito de obtener primeras aproximaciones de la magnitud de los asentamientos medios para utilizarlas cuando se considere la posibilidad de construir túneles en condiciones semejantes a las de los sifones, se pasó la información recabada de los mismos a dos gráficas de ejes coordenados. La primera lleva en las ordenadas valores de la profundidad del eje entre el diámetro del túnel ($Z/2R$) y en las abscisas valores del

asentamiento total sobre el eje del túnel sifón entre el radio del mismo (Δ/R), fig 13. La segunda lleva también en las ordenadas valores de $Z/2R$ y en las abscisas valores de la distancia del eje de simetría a los puntos de inflexión (i) entre el radio del túnel (i/R), fig 14.

El arreglo resultante de los puntos mareados en la primera gráfica obedece, aproximadamente, a la curva que se indica en la misma. Es curioso que en esta gráfica hay tres puntos del sifón Obrero Mundial, los correspondientes a los bancos 4, 7 y 10, que quedan notablemente fuera de la curva marcada. Ello se explica porque en las proximidades de la vertical de los puntos 4 y 7, el revestimiento del túnel tuvo deforma-

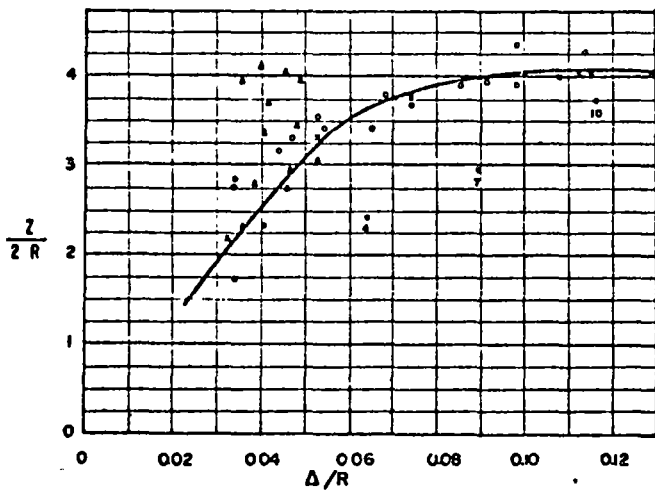


Fig 13.

● SIFÓN OBRERO MUNDIAL
▲ SIFÓN DOS DE ABRIL
○ SIFÓN MANUEL GONZALEZ II
× SIFÓN MANUEL GONZALEZ I Y II

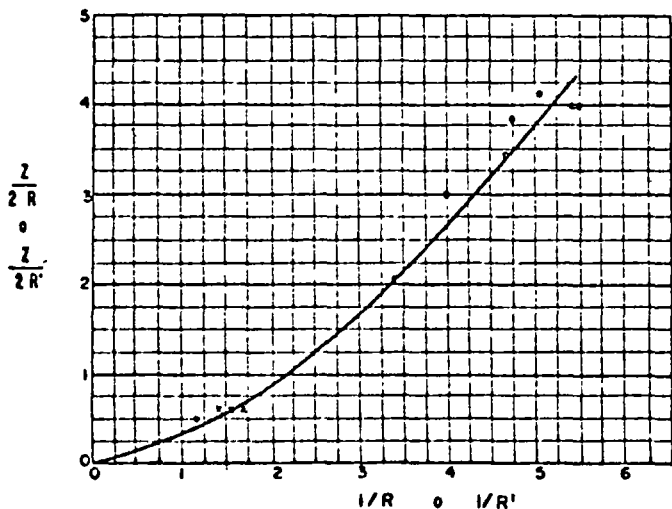


Fig 14.

● OBRERO MUNDIAL
○ MANUEL GONZALEZ II
× MANUEL GONZALEZ I Y II

ciones particularmente grandes y cerca de la vertical del punto 10, el escudo empezó a inclinarse y siguió haciéndolo hasta trece días después, en que se pudo controlar la situación. O sea que estos puntos corresponden a situaciones particularmente anormales del túnel. Las gráficas de consumo de lechada de inyección lo confirman, ya que marcan máximos en las cercanías de las secciones antes dichas, lo cual revela que en los dos casos hubo pérdidas considerables de suelo durante la ejecución del túnel, mismas que provocaron asentamientos posteriores excesivos.

Por otra parte, algunos de los puntos correspondientes a los bancos de nivel observados sobre el sifón Dos de Abril no manifiestan las tendencias de los otros agrupamientos, debido, probablemente, a las condiciones locales especiales ya comentadas.

En la otra gráfica el arreglo resultante de los puntos marcados obedece también, aproximadamente, a la curva indicada en la misma.

4.5 Asentamientos en estructuras vecinas

4.5.1 Túneles sifones

Como se mencionó anteriormente, la zona de influencia de los asentamientos (mayores de 1 cm) provocados por la perforación de los túneles sifones llega hasta 15 a 20 veces el radio del túnel a partir del eje de los mismos. Debido a esto, se produjeron asentamientos en estructuras vecinas a los túneles sifones de Obrero Mundial y Dos de Abril, en los cuales la distancia del eje del túnel a las construcciones queda dentro de la zona de influencia antes mencionada, no así en los túneles sifones de Manuel González, en que dicha zona de influencia no llega a las estructuras vecinas (figs 5, 6 y 7).

Así, en los edificios de tres niveles localizados al sur del sifón Obrero Mundial, los cuales se encuentran a 19 m del eje (13 veces el radio del túnel), los asentamientos máximos fueron de 2.5 cm. En las construcciones localizadas al norte del sifón, las cuales se encuentran a 22 m del eje (15 veces el radio del túnel), la que presentó los asentamientos máximos (3.2 cm) fue el edificio más pesado (6 pisos).

En la iglesia colonial, localizada al poniente de la rama norte del sifón Dos de Abril, la cual se encuentra a 6 m del eje (4 veces el radio del túnel), los asentamientos máximos fueron de 4.9 cm, mientras que en el edificio con pilotes de control, localizado 10 m al oriente (7 veces el radio del túnel), los asentamientos fueron de 2.3 cm.

En ambos sifones, los asentamientos máximos de las estructuras se produjeron en las zonas más cercanas a la parte más profunda de los túneles y fueron menores en las zonas próximas a las cámaras de entrada o de salida, o sea, donde los túneles son menos profundos. Cabe aclarar que los movimientos antes mencionados no dañaron las construcciones vecinas debido a que se produjeron con velocidades relativamente pequeñas (0.7 mm/día), y a que en ningún caso hubo asentamientos bruscos.

Por otra parte, se observó que, en general, los asentamientos en las estructuras se empezaban a manifestar en el momento en que el escudo pasaba enfrente.

4.5.2 Túnel Metro

Como ya se mencionó, la zona de influencia de los asentamientos mayores de 1 cm provocados por la perforación del túnel Metro llega hasta 3 veces el radio del túnel; son nulos a una distancia de 6 veces el radio. Debido a esto, se produjeron asentamientos en estructuras bajo las cuales pasó el túnel, o en las que quedaban dentro de la zona de influencia antes mencionada.

Así, en las construcciones bajo las cuales pasó el túnel, se observaron asentamientos máximos sobre el eje del mismo, que variaron entre 1.5 y 3.0 cm, correspondiendo los menores a las construcciones más recientes que se consideran mejor cimentadas que las antiguas.

Las velocidades de asentamiento registradas fueron de 1 cm/día.

En la zona en que el túnel se perfora adyacente a las construcciones, la magnitud del asentamiento dependió de la distancia de estas al eje del mismo. Así, en un edificio de cuatro niveles, cimentado a base de zapatas corridas en el que se observaron puntos localizados a 2.0, 4.4 y 7.0 m (0.5, 1.0 y 1.5 veces el radio), presentaron asentamientos máximos de 1.7, 1.2 y 0.7 cm, respectivamente.

En el caso del túnel Metro, los asentamientos se produjeron bruscamente en comparación con los observados sobre los sifones, por lo que, aunque en magnitud fueron menores, algunas de las construcciones más antiguas, que tienen estructuras poco resistentes y materiales frágiles en muros y fachadas, manifestaron ligeros fisuramientos que no afectaron en ningún modo la estabilidad de los inmuebles, pero se ameritaron hacer resanes.

En general, los asentamientos en las estructuras se

empezaron a manifestar en el momento en que el escudo pasaba enfrente.

5. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados que se acaban de comentar, se puede concluir lo siguiente:

La magnitud de los asentamientos en la superficie del terreno durante el tuneleo depende principalmente del tipo de suelo en el cual se perfora el túnel, de las dimensiones de la perforación, y del procedimiento constructivo que se siga.

El proceso de expansión de dovelas al salir del cuerpo del escudo, que se empleó en el túnel Metro, reduce considerablemente los asentamientos en las vecindades del túnel, debido a que se restablecen casi totalmente en el terreno circundante los esfuerzos que este tenía antes del paso del escudo.

El momento más crítico en lo que respecta a desplazamiento de la masa de suelo, y por consiguiente a asentamientos de la superficie, es el que corresponde al paso del escudo (unos dos días antes y después del mismo), que es cuando se presenta el mayor desequilibrio de presiones. Los desplazamientos son mayores en el entorno del túnel y menores hacia la superficie.

En los túneles sifones, perforados en arcilla blanda, se reveló una zona de equilibrio plástico inmediata a la perforación y una zona elástica en el resto. Es de anotar también un efecto de arrastre del suelo ocasionado por la fricción entre este y el escudo al avanzar la perforación.

El valor de la relación P_z/S_u en estos túneles, determinando S_u en pruebas de corte directo, varió entre 6.1 y 6.9, mientras que determinándolo en pruebas de compresión simple varió entre 3.4 y 4.7. Cabe aclarar que, según observaciones realizadas, la resistencia al corte no drenada determinada en pruebas de corte directo corresponde a la resistencia residual de la arcilla, y la determinada en pruebas de compresión simple a la resistencia máxima.

Se puede hacer una estimación de la magnitud de los asentamientos medios probables para futuros proyectos en condiciones de subsuelo semejantes al de los sifones, haciendo uso de las gráficas de las figs 13 y 14.

La distribución de asentamientos en la superficie sigue aproximadamente la curva teórica de distribución de probabilidades (ref 2). La zona de influencia (considerada como aquella en que se producen asentamientos de 1 cm o mayores), se extiende 15 a 20

veces el radio del túnel a ambos lados a partir del eje del mismo, en el caso que se perfore en arcilla blanda, y 3 veces el radio cuando se perfore en materiales limoarenosos o arenolimosos compactos. En consecuencia, las construcciones que queden dentro de la zona de influencia pueden manifestar asentamientos más o menos importantes, dependiendo de la distancia al eje del túnel y de las condiciones particulares de su cimentación. El hecho de que los asentamientos en suelos cohesivos blandos provocados por la perforación de túneles no se desarrollen bruscamente, sino en un lapso relativamente largo, evita, en la mayoría de los casos, que las construcciones que se encuentran dentro de la zona de influencia sufran daños apreciables.

RECONOCIMIENTO

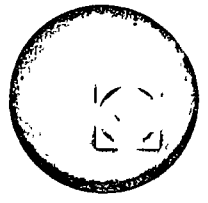
Los autores agradecen la información y apoyo proporcionados por Sistema de Transporte Colectivo (STC), organismo oficial encargado de la operación y administración del Metro; Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano, S. A. (ISTME, S. A.), encargada del proyecto del Metro, y por SOLUM, S. A., compañía constructora de los túneles objeto de este escrito.

6. REFERENCIAS

1. R. Marsal y M. Mazari, *El subsuelo de la ciudad de México, Facultad de Ingeniería, UNAM México, D. F. (1969)*
2. R. B. Peck, *Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, State of the Art Vol VII CIMSIC, México, D. F. (1969)*
3. SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO, *Mediciones efectuadas durante la excavación del túnel Tacubaya y de los sifones en las calles Obrero Mundial, Dos de Abril y Manuel González, SOLUM, S. A., México, D. F. (1970)*



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

ASENTAMIENTOS RELACIONADOS
CON LA CONSTRUCCION DE TUNELES

Ing. J. Tinajero

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

LA GEOTECNIA EN LAS VIAS TERRESTRES

ASENTAMIENTOS RELACIONADOS CON LA CONSTRUCCION DE TUNELES

Tomado del libro "La Ingenieria de Suelos en las Vías Terrestres: Carreteras, Ferrocarriles y Aeropuertos".

Volumen II, Capítulo XIV

Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo.

XIV-8 Asentamientos relacionados con la construcción de túneles en suelos.

Quando 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 afecten 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, entendiendo 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 valuar 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 vió, 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, etc. del material hacia el eje de la galería. La forma de la depresión no es facilmente 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, más 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 de

presión en la superficie es igual al volumen de pérdida de suelo en la galería (Ref. 37); ésto equivale a desprestigiar los cambios volumétricos de la masa de suelo en subsidencia.

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 revestimientos 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 y 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 que pérdida de suelo puede atribuirse a un procedimiento de cons--

trucción 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 ésto, 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 ($\delta_{\text{máx.}}$) se mantiene en valores muy próximos. Se denomina asentamiento medio al valor promedio de todos los $\delta_{\text{máx.}}$, representándose esta cantidad por $\delta'_{\text{máx.}}$. El valor de $\delta'_{\text{máx.}}$ 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 ($\delta''_{\text{máx.}}$).

A - 1 Suelos granulares sin cohesión.

En estos materiales la excavación ha de ademarse por completo en el techo, en las paredes y en frente de la excavación, a no ser que se les de 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 sueltos, si puede haber depresiones muy importantes.

La predicción de asentamientos en estos materiales es entonces muy incierta, pues depende sobre todo de como se desarrolle la construcción; también influye la compacidad de la arena, lo seca que esté, etc.) 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 solo 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 extraídas de la experiencia precedente. Las Refs. 37 y 39 proporcionan información recopilada en varios túneles recientes, que puede servir como norma de criterio.

Quando se construyen túneles paralelos, las pérdidas de suelo en el segundo pueden no ser muy diferentes de las ocurridas en el construído 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 además 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 el 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 mate-- riales 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 inter -- nas de aire en la galería.

A - 3 Arcillas firmes, no expansivas.

Estos materiales suelen tener un comportamiento muy favora-- ble 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 lu-- gar 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 pérdi -- das 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 vió 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_i , como

$$R_s = \frac{\sigma_z - \sigma_i}{c_u} \quad (14 - 75)$$

La pérdida teórica de suelo a ocurrir en un túnel excavado en

.../...

arcilla puede escribirse (Refs. 37 y 39) como:

$$V_p = A \quad (14 - 76)$$

para $R_s \geq 1$; siendo:

$$A = 3 \frac{C_u}{E} R_s^{-1} \quad (14 - 77)$$

O como:

$$V_p = 3 R_s \frac{C_u}{E} \quad (14 - 78)$$

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 - 75), 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.

Entra Fig. XIV-34

.../...

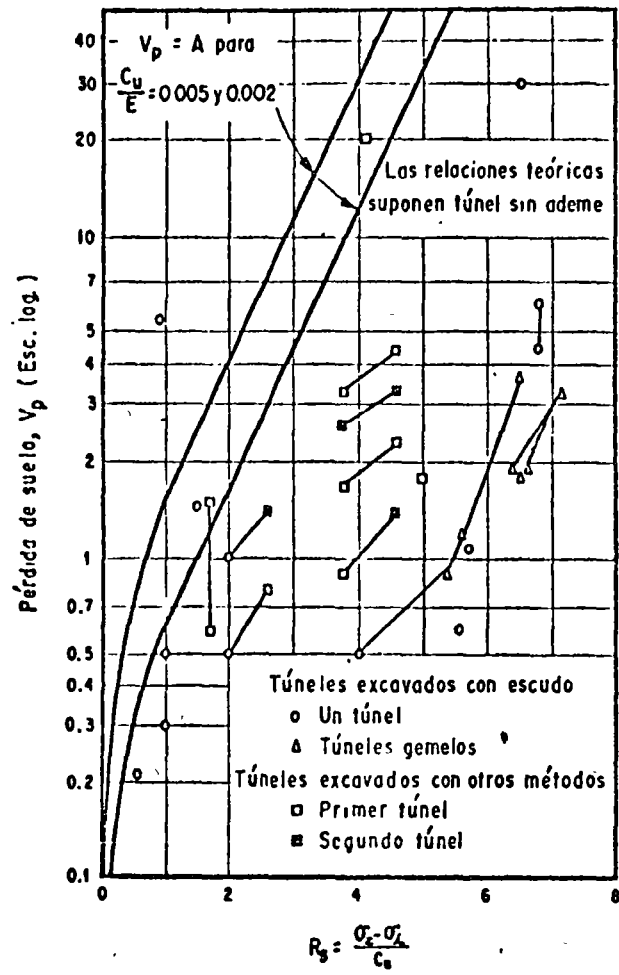


Fig. XIV - 34 Pérdidas de suelo asociadas a túneles excavados en arcilla. (Ref. 37)

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 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 sugieren 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. Para túneles excavados a mano, por el contrario, puede 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 muro central divisorio común y esto, aparentemente, causó que la pérdida de suelo en el segundo túnel fuera aún menor que en el primero.

.../...

B - Depresión superficial.

En este párrafo se darán algunas indicaciones en torno 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 parece 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.

Entra Fig. XIV-35

El volumen de la depresión, igual al area bajo la curva de Gauss resulta ser:

.../...

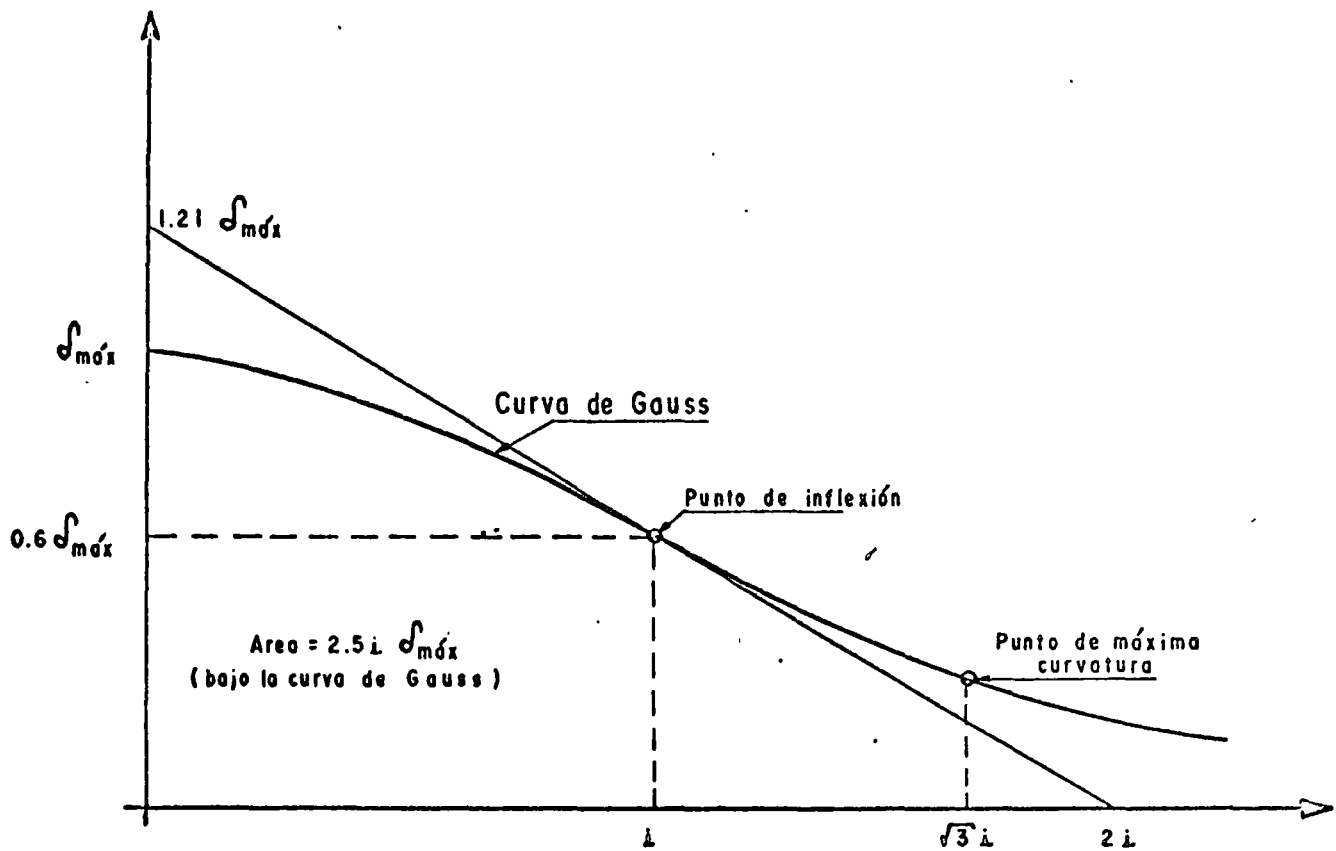


Fig.XIV-35 Curva de Gauss y alguna de sus relaciones geométricas

$$V_d = 2.5 i \delta_{\text{máx}} \quad (14 - 79)$$

Donde $\delta_{\text{máx}}$ es el asentamiento máximo de la sección o i es la desviación estandar 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):

$$\frac{i}{a} = K \left(\frac{z_0}{2a} \right)^{0.8} \quad (14 - 80)$$

Donde a es el radio del túnel circular o el semiancho de la excavación, si tuviera otra forma; z_0 es la profundidad del eje del túnel y K es un coeficiente que 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 - 80, 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, etc.

La Fig. XIV-36 (Ref. 37) contiene información sobre el parámetro de ancho

.../...

de la depresión en varios túneles recientemente construídos en todo el mundo, a través de arenas.

Entra Fig. XIV-36

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.

Entra Fig XIV-37

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.

.../...

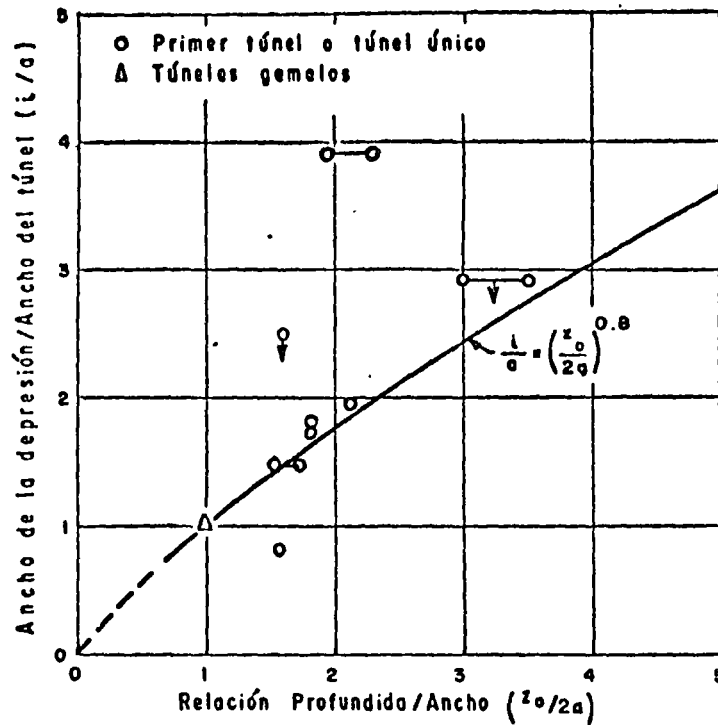


Fig. XIV-36 Ancho de la depresión superficial sobre túneles excavados en arena (Ref. 37)

Entra Fig. XIV-38

La influencia de un segundo túnel en la depresión provocada - por el primero depende mucho de la separación entre ambos; si están muy próximos, la construcción del primero afloja el terreno sobre el lugar que ocupará el segundo y los asentamientos sobre éste crecerán.

8 - 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 Cd. de Sn. Francisco, E.U.A.

Entra Fig. XIV-39

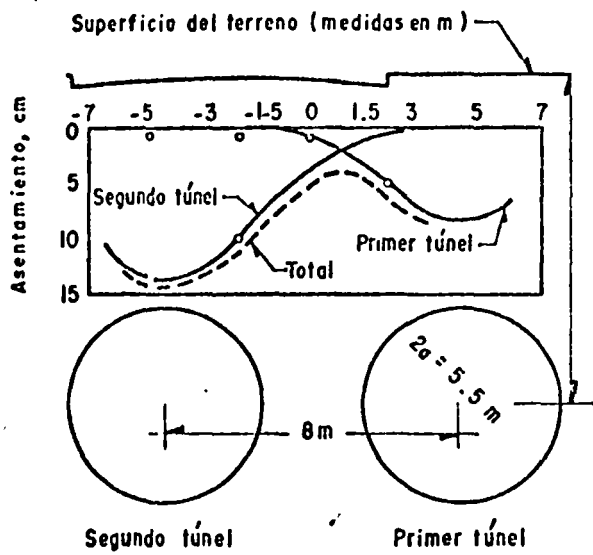
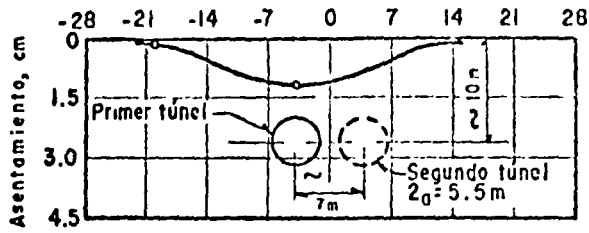
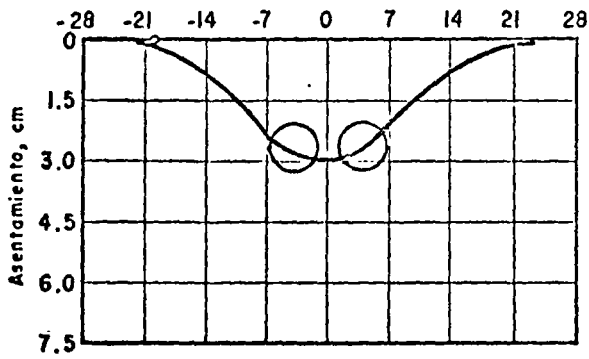


Fig. XIV-37 Depresión sobre túneles gemelos en arena densa sobre el NAF (Ref. 2)



a.- Tras la excavación del primer túnel



b.- Tras completarse el segundo túnel

Fig.- XIV - 38 Depresión superficial sobre túneles gemelos en arena densa, bajo el NAF (Ref. 2)

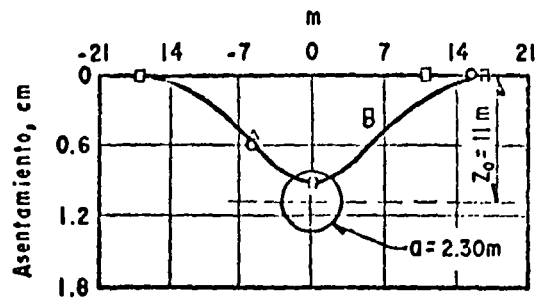


Fig. XIV- 39 Depresión superficial sobre un túnel excavado en arena arcillosa compacta, bien drenada. (Ref. 2).

La figura corresponde a la construcción de un 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 $\delta_{\text{máx}}$ 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.

Entra Fig. XIV-40

.../...

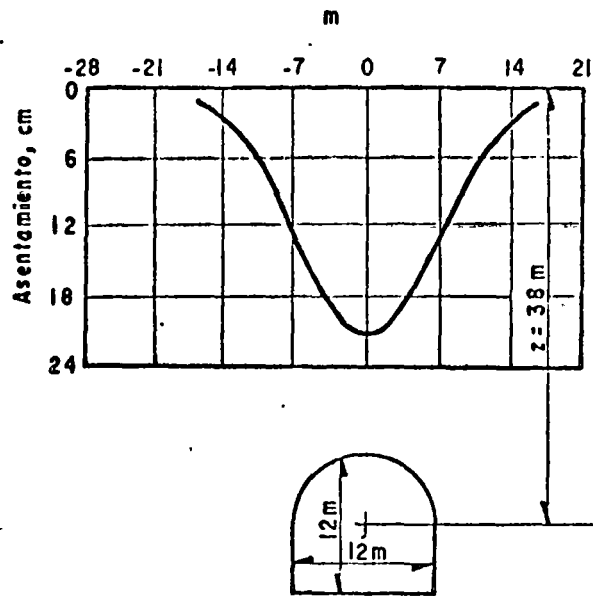


Fig. XIV - 40 Depresión superficial sobre un gran túnel de ferrocarril excavado en arcilla firme (Ref.2)

La utilización de marcos de acero acuartados 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 acuartado. 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.

B - 4 Arcillas blandas saturadas.

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 - 80. 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.

Entra Fig. XIV-41

.../...

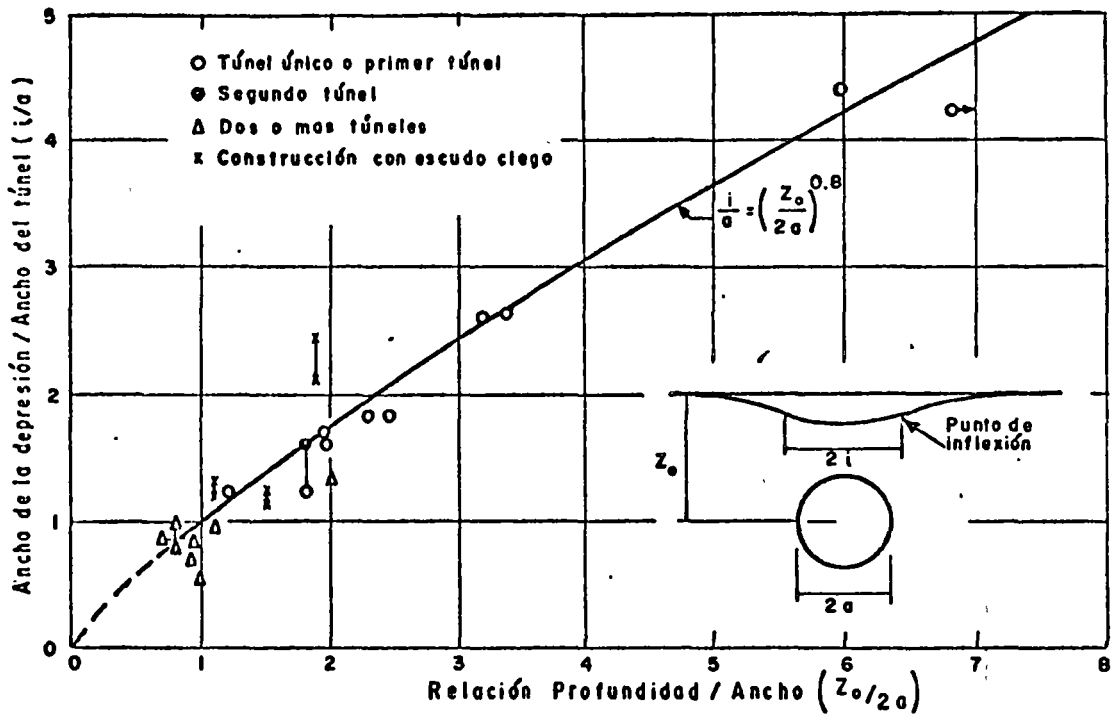


Fig. XIV-41 Ancho de la depresión superficial sobre túneles excavados en arcilla blanda (Ref. 37)

De la observación de la figura destaca la magnífica aproximación que proporciona la ecuación 14 - 80, 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.

Entran Figs. XIV-42

Fig. XIV-43

.../...

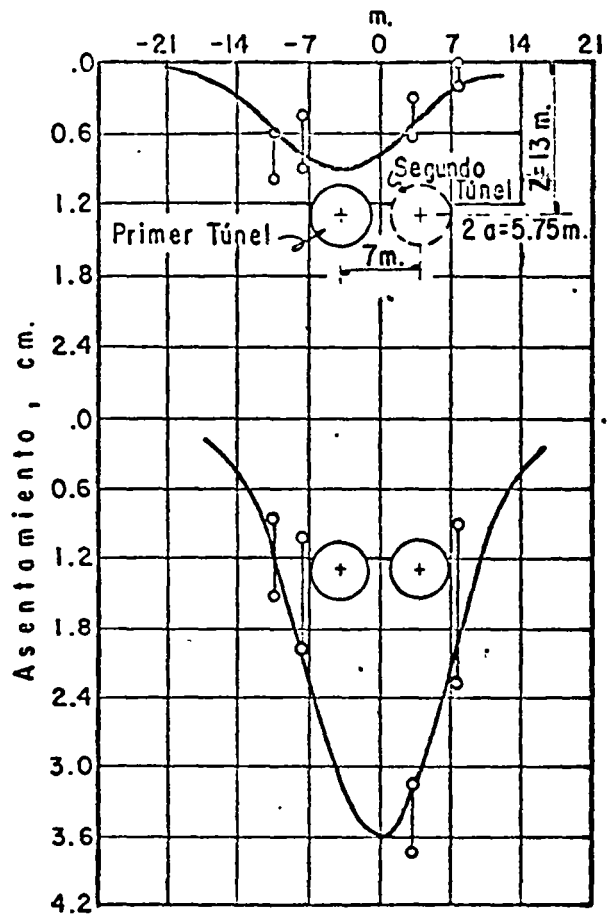


Fig. XIV-42 Depresión superficial
bajo túneles gemelos excavados en
arcilla blanda (Ref.2)

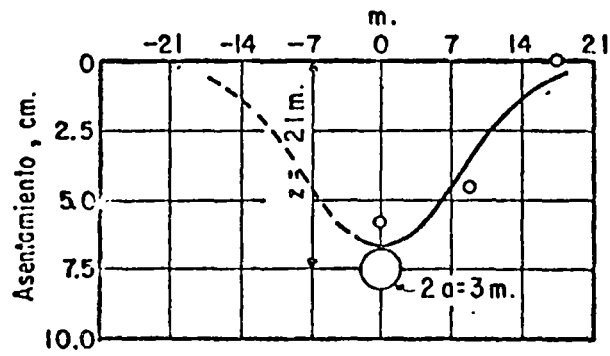


Fig. XIV-43 Depresión superficial sobre una alcantarilla excavada en arcilla blanda (Ref.2)

Es de notar que la magnitud de los asentamientos producidos - en estos suelos es más grande, aun guardando buenas precauciones constructivas; la velocidad de asentamiento suele ser relativamente baja, lo que es - ventajoso.

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 construir 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 abs-- cisa del punto de inflexión de la curva de Gauss. La cantidad $2a$. es la separación centro a centro de dos tuneles gemelos, cuando este sea el caso.

... / ...

Entra Fig. XIV-44

En la figura se intenta 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.

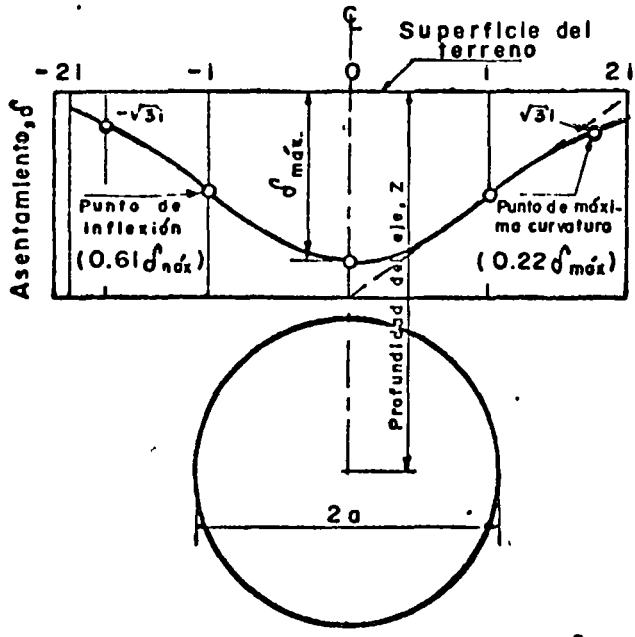
B - 6 Control de asentamientos.

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 misma Fig. XIV-34), siendo este un uso de tal presión que resulta siempre ventajoso.

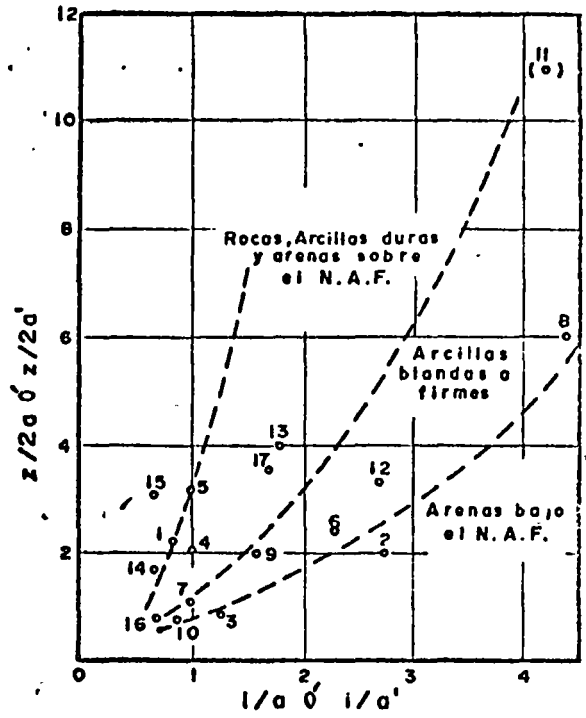
El uso de soporte a presión en el frente de la excavación pare-

.../...



Volumen de la depresión = $2.5 i \delta máx$

a.



b.

Fig. 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)

ce ser en principio conveniente, pero la Ref. 40 describe por lo menos un caso en que un revestimiento acuñado de concreto construido inmediatamente detras 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 trás un escudo dovelas prefabricadas que se acuñan 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 acuñado 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 que puede resultar el intentar abatir las pérdidas de suelo, por lo que estos abatimientos deberán intentarse solo en magnitudes muy cuidadosamente meditadas y en zonas en que el asentamiento sea susceptible de causar daños muy considerables.

B - 6.b Túneles en arena.

En las arenas puede intentar 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 fren

te 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 Fefs. 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 - 79 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 estos 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 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 proyecte (Ref. 37). Las pérdidas de suelo reportadas en la literatura oscilan generalmente entre 1 y 3% del volumen total excavado.

2 - Usese 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 - 79 puede ahora calcularse $\delta_{\text{máx}}$, 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 so-- bre 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 Cd. de México.

La Ref. 41 proporciona alguna información de interés en rela-- ción 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 sobrecar-- ga 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 Gon-- zalez (2 - túneles ge-- melos)	6.1	4.3
1 Obrero Mun-- dial	6.1	4.3

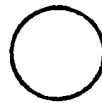
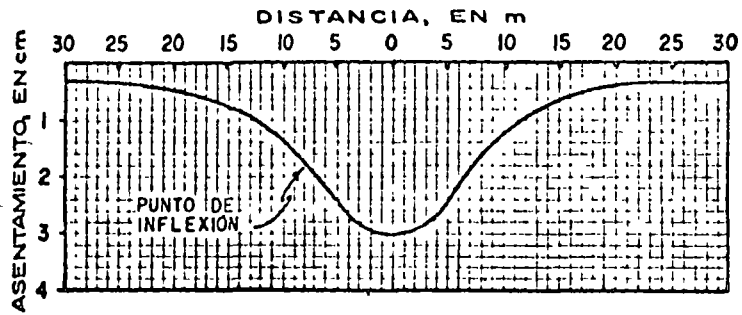
En la perforación del túnel Metro, en abanicos aluviales antiguos, se utilizó un escudo de 9.15 m de diámetro, con visera y frente abierto. El revestimiento se aplicó de inmediato por medio de dovelas. En los cuatro túneles sifones se utilizó un escudo de 2.95 m de diámetro, con frente abierto e inclinado 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 fué 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.

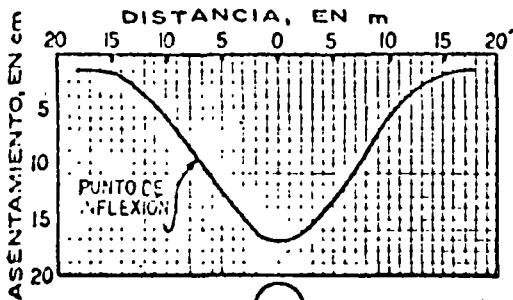
La Fig. XIV-45 muestra los asentamientos observados en los casos en que estos fueron mayores. En el sifón 2 de abril, el máximo asentamiento reportado no excedió los 9 cm.

Entra Fig. XIV-45

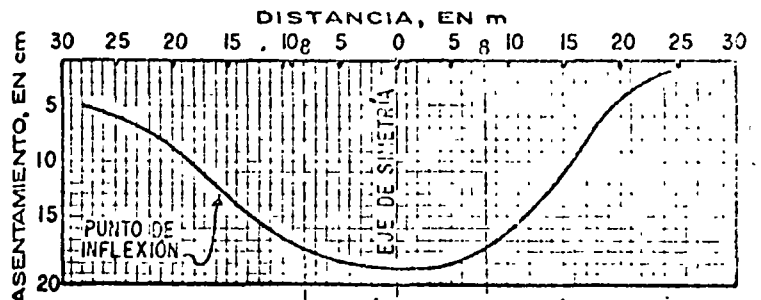
.../...



TÚNEL METRO



SIFÓN OBRERO MUNDIAL



SIFÓN MANUEL GONZALEZ

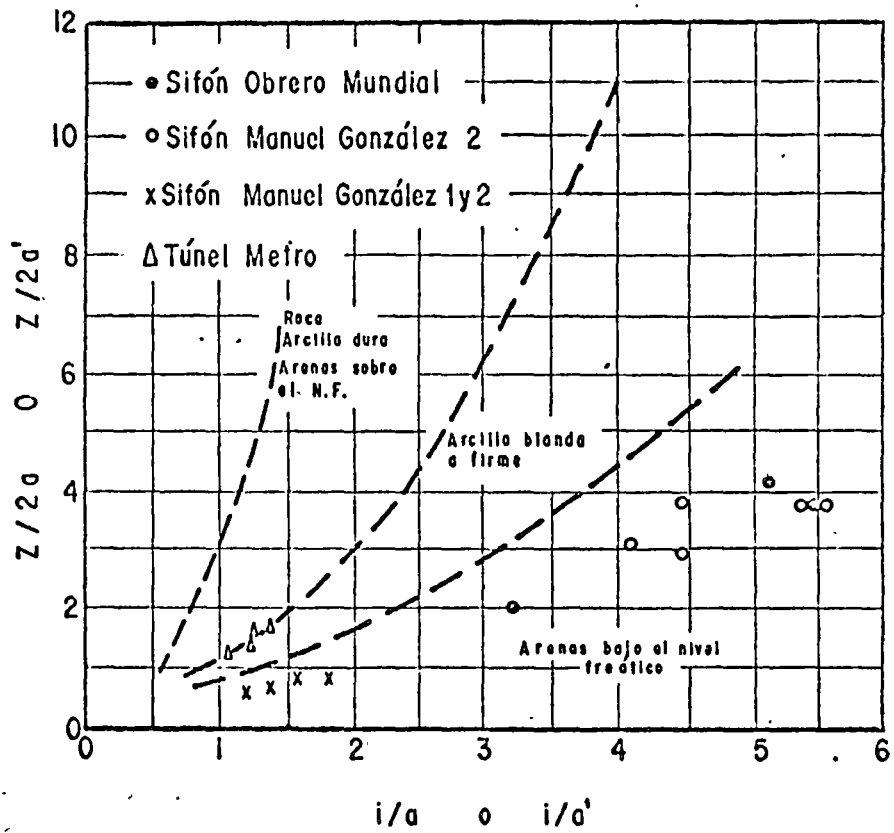
Fig. XIV-45 Depresión superficial y asentamientos de túneles en la Cd. de México. (Ref. 41)

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. 4) muestra la localización de esos puntos.

Entra Fig. XIV-46



$$a' = a + d/2 \quad d = \text{distancia entre sifones}$$

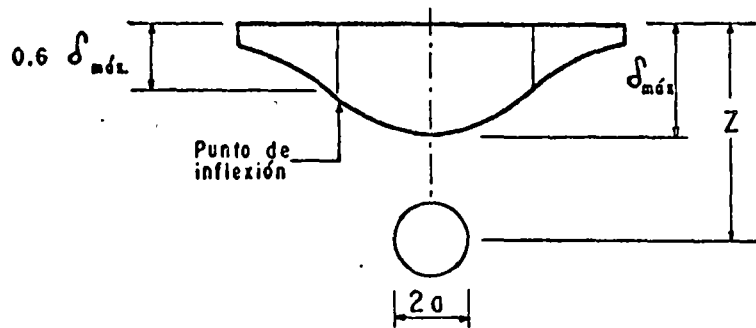


Fig. XIV-46 Ubicación de túneles excavados en la Cd. de México en la zonificación de Peck (Refs. 2 y 41)

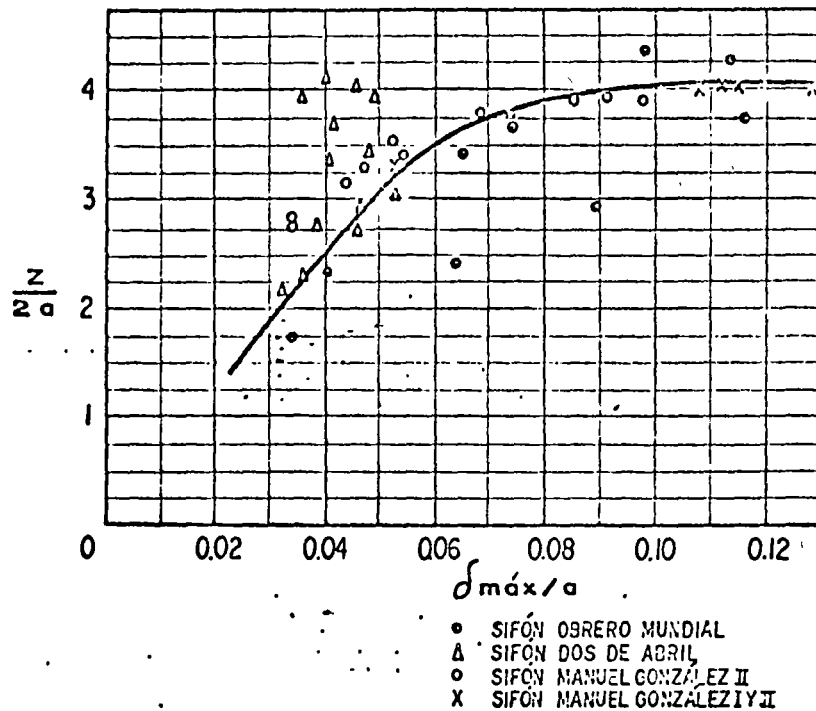
En el caso del sifón Obrero Mundial y Manuel Gonzalez II, excavados en arcilla blanda, pudiera pensarse que el límite señalado en la Ref. 2 entre las arcillas blandas y las arenas bajo el nivel freático podría bajarse algo en el caso de México. Los puntos correspondientes al sifón Manuel - Gonzalez I 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 Peck contenidas en las Refs. 2 y 37, glosadas en páginas anteriores de este Capítulo.

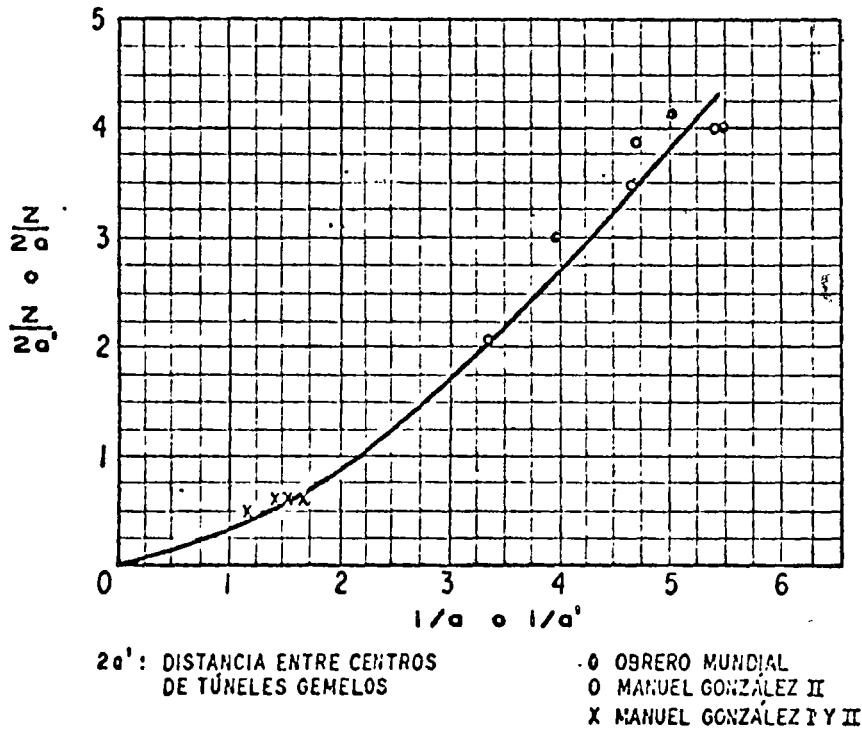
Con base en todas las mediciones hechas, la Ref. 41 presenta, con carácter tentativo, curvas para prever la magnitud de los asentamientos y la forma de la depresión superficial en túneles similares que se construyan en el futuro en la arcilla del Valle de México. Esta importante información aparece en la Fig. XIV-47.

Entra Fig. XIV-47

.../...



a. Estimación del asentamiento máximo



b. Estimación de la forma de la depresión superficial

Fig. 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 Cd. de México. (Ref. 41)

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 superficial la concordancia de la información disponible es magnífica.

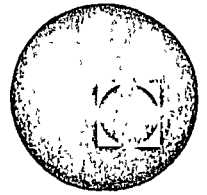
Destaca en la información contenida en la Ref. 41 el hecho, -- sobre el cual se ha insistido tanto en este Capítulo, de que un buen procedimiento constructivo puede reducir mucho el peligro de los asentamientos sobre túneles en suelos muy problemáticos. La propia Ref. 41 describe detalladamente lo que allí se denomina "daños a las estructuras vecinas", que destacan por lo insignificante, pese a que todos los túneles se construyeron en zonas urbanas densamente pobladas.

REFERENCIAS MENCIONADAS

- Ref. 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. México, D.F. 1969.
- Ref. 37 Peck R.B. Deere D.V. Monsees J.E. Parker H.W. Schmidt B. Some Considerations in the Selection of Underground Support Systems Final Report. Department of Civil Engineering - University of Illinois Urbana Ill, 1969.
- Ref. 39 Schmidt B. Settlement and Ground Movements Associated - - with Tunneling in Soil. Tesis Doctoral. Universidad de - - Illinois, Urbana Ill 1969.
- Ref. 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.
- Ref. 42 Juárez Badillo E: y Rico A. Mecánica de Suelos. Tomo II - Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo - XII, México D.F. 1973.
- Ref. 43 Marsal R.J. y Mazari M. El Subsuelo de la Ciudad de México. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. - México D.F. 1969.



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

Influencia de los Métodos Constructivos
en el Tratamiento de Taludes en Roca

Ing. Raúl Cuéllar Borja

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

**INFLUENCIA DE LOS METODOS CONSTRUCTIVOS
EN EL TRATAMIENTO DE TALUDES EN ROCA**

Por: Raúl Cuéllar Borja

MEM. No.

DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION

EXP. No.

SUBDIRECCION DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 268, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 863-37-00

FECHA:

ASUNTO:



INFLUENCIA DE LOS METODOS CONSTRUCTIVOS EN EL TRATAMIENTO DE TALUDES EN ROCA

Por: Raúl Cuéllar Borja

1. CASOS DE DESLIZAMIENTOS DE TALUDES EN ROCA

Los problemas que se presentan en los deslizamientos de taludes de roca son de varios tipos en cuanto a las hipótesis de falla:

- A) Forma de la superficie de deslizamiento
- B) Fuerzas actuantes
- C) Características mecánicas de la roca en la zona de falla

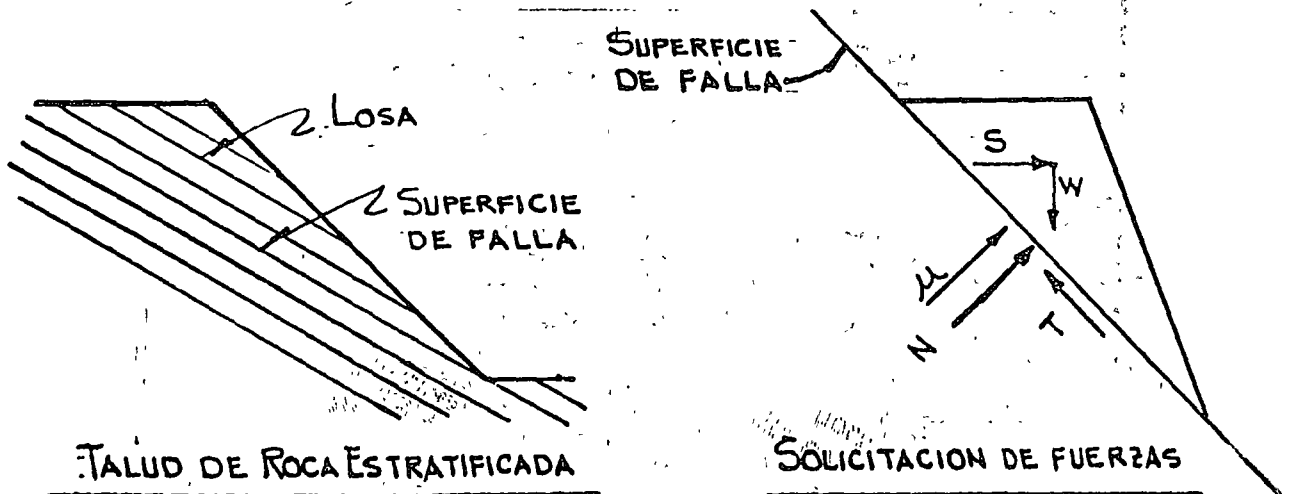
En general en los macizos de roca por lo menos existen tres familias de fracturas y además otra debilidad por planos de estratificación. Este hecho produce una heterogeneidad muy marcada de manera que la superficie de falla depende de las características estructurales del macizo de roca. De acuerdo con lo anterior se presentan tres casos de deslizamientos de taludes:

- a) Superficie plana (deslizamiento de losa)
- b) Tetraedros
- c) Superficie cilíndrica

En el anexo No. 1 se presenta el número de familias que pueden existir en una masa de roca.

2. CASO DE SUPERFICIE PLANA

Este caso se presenta en rocas estratificadas, en las cuales la falla se presenta por el movimiento relativo de una losa sobre la otra. La superficie de falla es una junta y el problema se analiza en forma bidimensional. Ver Fig. 1.



MEM. No.

EXP. No.

FECHA:

ASUNTO:



DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBDIRECCION DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 265, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 863-37-00

2.

Fuerzas conocidas: W = peso de la cuña
 S = fuerza sísmica = $c \times W$ en donde
 c = coeficiente sísmico
 u = Empuje hidrostático o subpresión

Fuerzas desconocidas: N = fuerza normal al plano de deslizamiento
 T = fuerza tangencial paralela al plano de deslizamiento

T depende de N de acuerdo con las características de resistencia al corte en el plano de deslizamiento. Se presentan dos casos:

$$T = N \tan \phi \text{ y}$$

$$T = C + N \tan \phi$$

en donde C = cohesión y ϕ = ángulo de fricción interna.

Para conocer C y ϕ se requiere la ejecución de pruebas tanto de campo como de laboratorio.

La utilización de cualquiera de las dos expresiones depende de las condiciones de contacto de la superficie de falla como son irregularidades de la superficie y las características del material de relleno.

2.1 Resistencia al esfuerzo cortante

Como ya se indicó arriba la resistencia al esfuerzo cortante de la superficie de deslizamiento se determina mediante la ejecución de pruebas de campo o de laboratorio.

En cualquiera de estos dos tipos de prueba se obtiene la relación entre las fuerzas normales N y las tangenciales o cortantes T .

En una prueba de corte directo se obtienen los valores del esfuerzo cortante, el máximo (Peak) y el mínimo o residual como se observa en la Fig. 2.

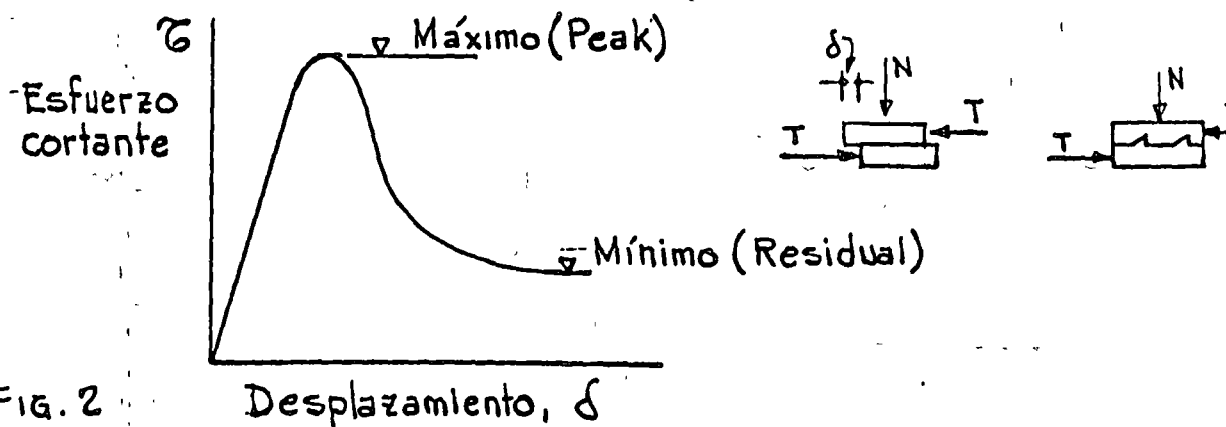


FIG. 2



Realizando varias pruebas para valores diferentes del esfuerzo normal se obtiene la envolvente de Mohr para esfuerzos máximos y mínimos como se indica en la Fig. 3

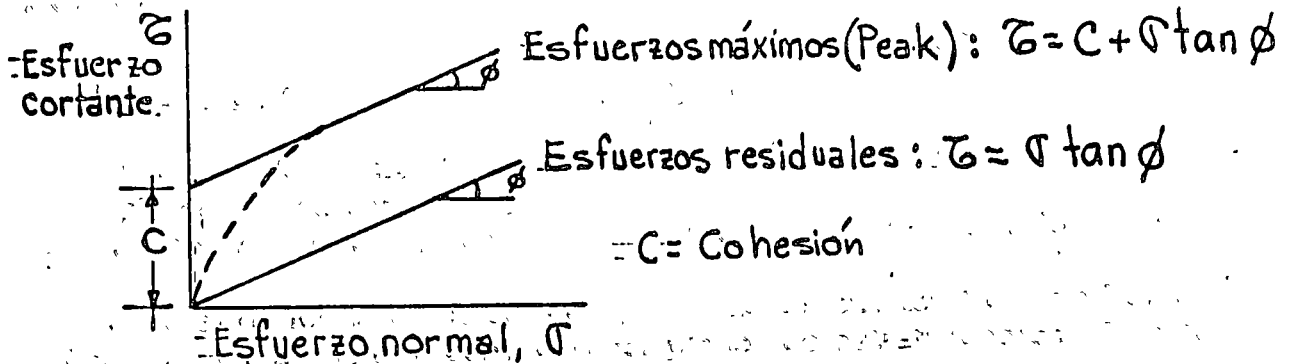
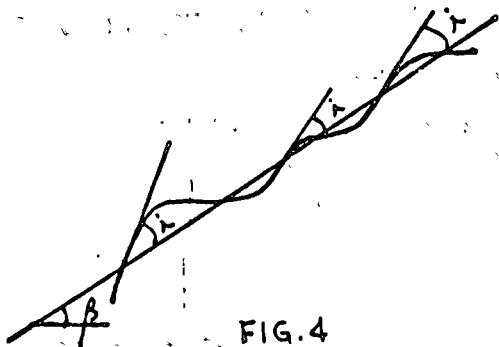


FIG. 3.- ENVOLVENTES DE MOHR

Si el material de relleno es arcilloso se utiliza la expresión para esfuerzos residuales.

Si la superficie es irregular y el ángulo de las irregularidades respecto al ángulo de deslizamiento es mayor, entonces se toma el valor de ϕ para el Peak; en caso contrario se toma el valor de ϕ residual. Ver Fig. 4



$\beta =$ pendiente general de la superficie de falla.

$\alpha =$ pendiente de las irregularidades; en relación a la pendiente general de la superficie de falla.

FIG. 4

En las Figs. 5 y 6 se muestran los resultados de pruebas de corte directo obtenidos en el campo en bloques prismáticos de 65 cm x 65 cm x 30 cm, siendo la superficie de contacto un plano irregular, existiendo una capa de arcilla de relleno en el plano de falla con espesor variable entre 0.5 cm y 1 cm.

Se observa un comportamiento frágil en las gráficas de esfuerzo

FIG. 5

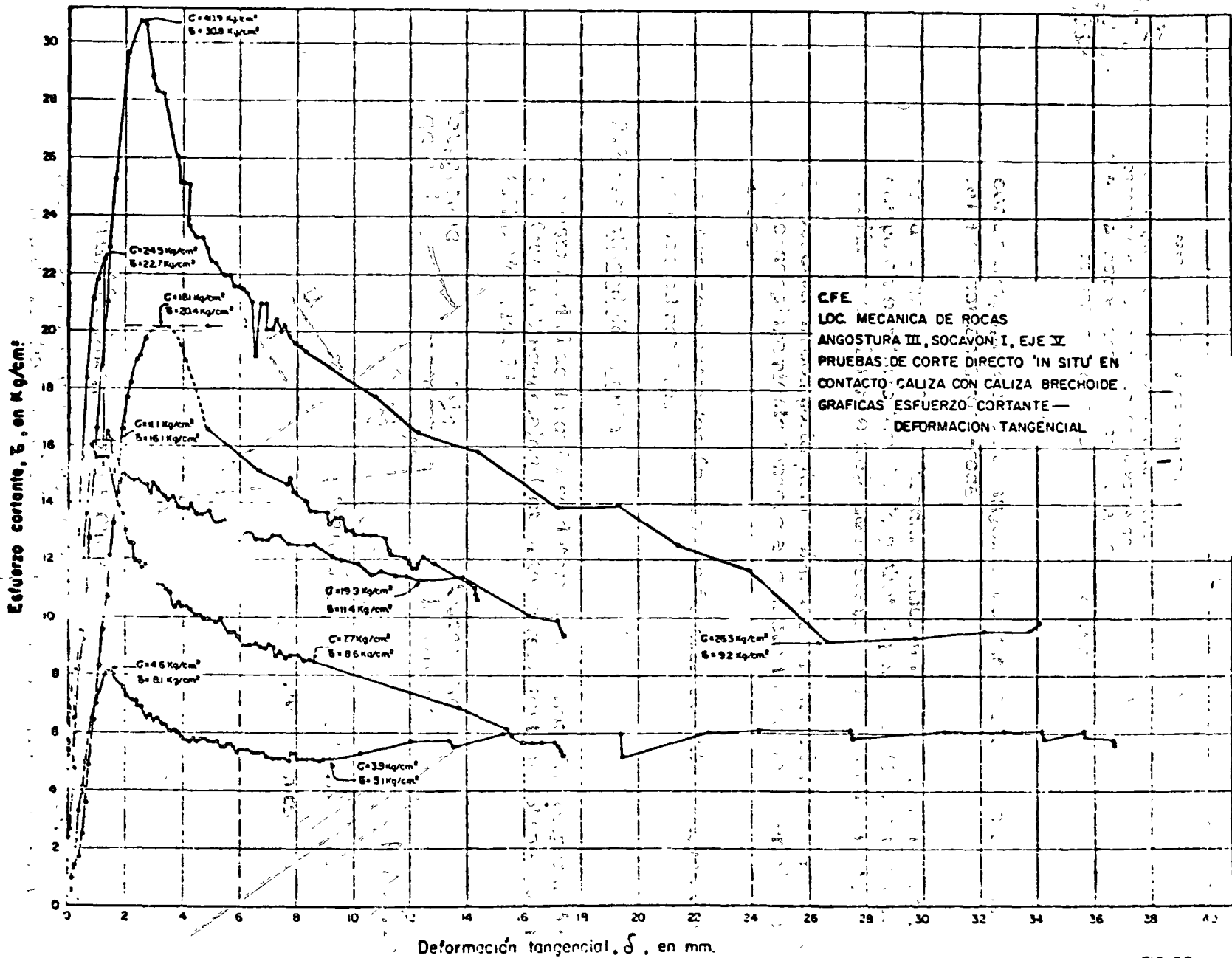
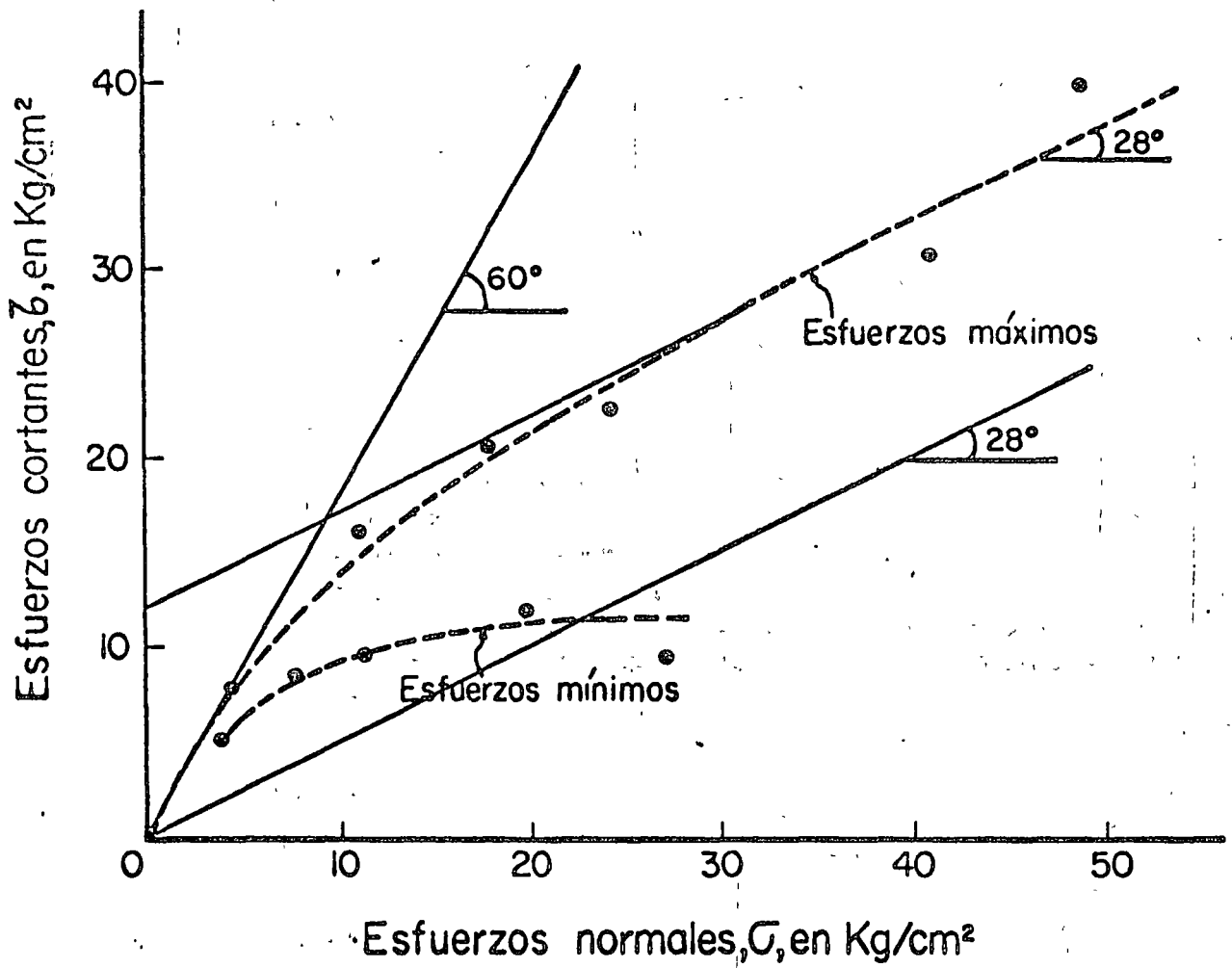


FIG 52

217.9-75



ENVOLVENTE DE MOHR

C. F. E.
 O.E.E. MECANICA DE ROCAS
 ANGOSTURA III SOCAVON 1, EJE V

PRUEBAS DE CORTE DIRECTO "IN SITU" EN
 CONTACTO CALIZA CON CALIZA BRECHOIDE
 EN PROBETAS PRISMATICAS DE 65x65x40 CM

ENERO 1969

FIG. 6



GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 268, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 863-37-00

cortante-desplazamiento tangencial características de superficies de falla en contacto roca-roca.

En las Figs. 7 a 10 se presentan también resultados de ensayos de campo en el mismo tamaño de probeta, pero existiendo una capa de arcilla en el plano de falla con espesor variable entre 5cm y 7 cm.

Se observa un comportamiento plástico en las gráficas esfuerzo cortante-desplazamiento tangencial característico de materiales arcillosos.

La diferencia entre los ángulos de fricción obtenidos en las dos pruebas es notable.

2.2 Estabilidad de la cuña

La estabilidad de la cuña se determina mediante la comparación de las fuerzas tangenciales (actuales y resistentes) sobre el plano de falla. Ver Fig. 11

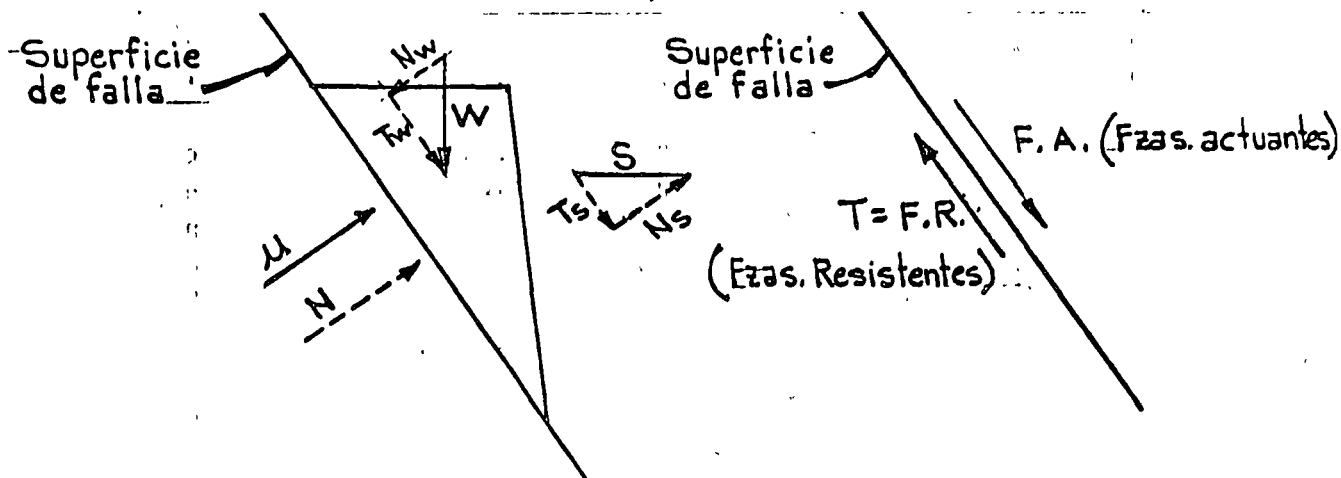


FIG. 11. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

Las fuerzas actuantes F.A., se obtienen sumando todas las proyecciones de las fuerzas (W, S y u) sobre la superficie de falla.

Las fuerzas resistentes T dependen de la ley de variación del ángulo de fricción que puede ser:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \text{o} \quad \tau = \sigma \tan \phi$$

Si se utilizan los esfuerzos residuales cortantes para el análisis de cálculo como resulta en la mayoría de los casos se tiene:

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

LOCATION SCHEME

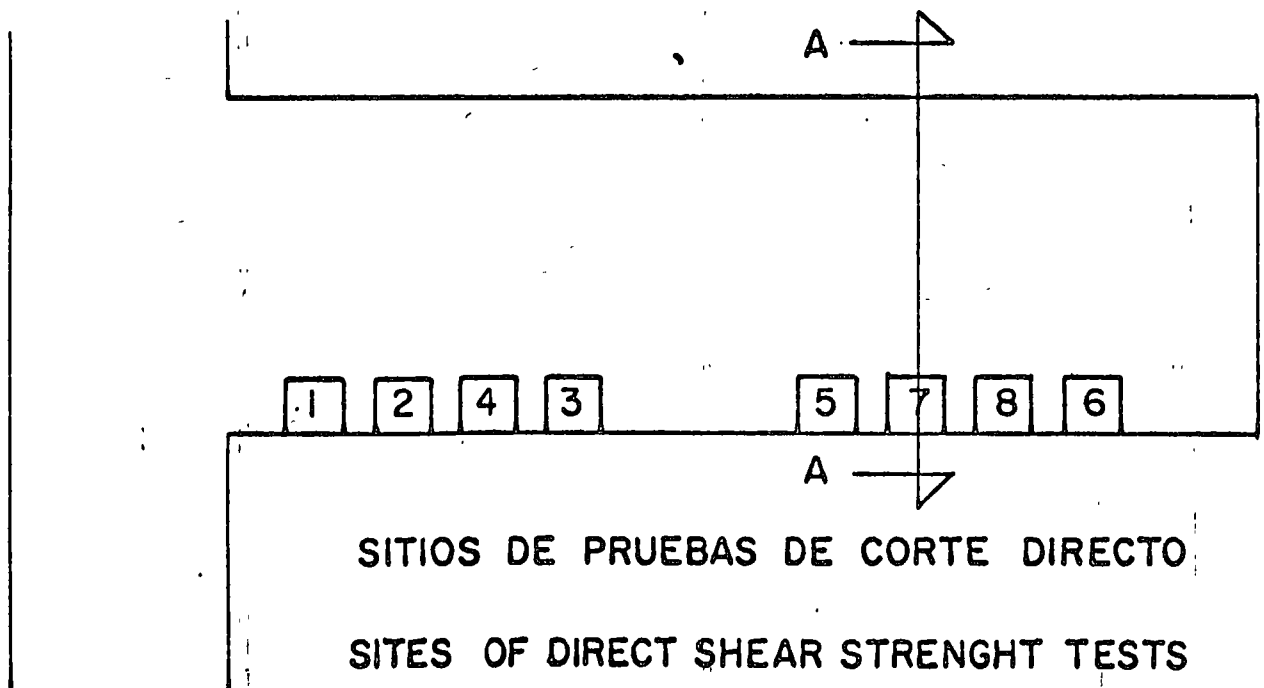
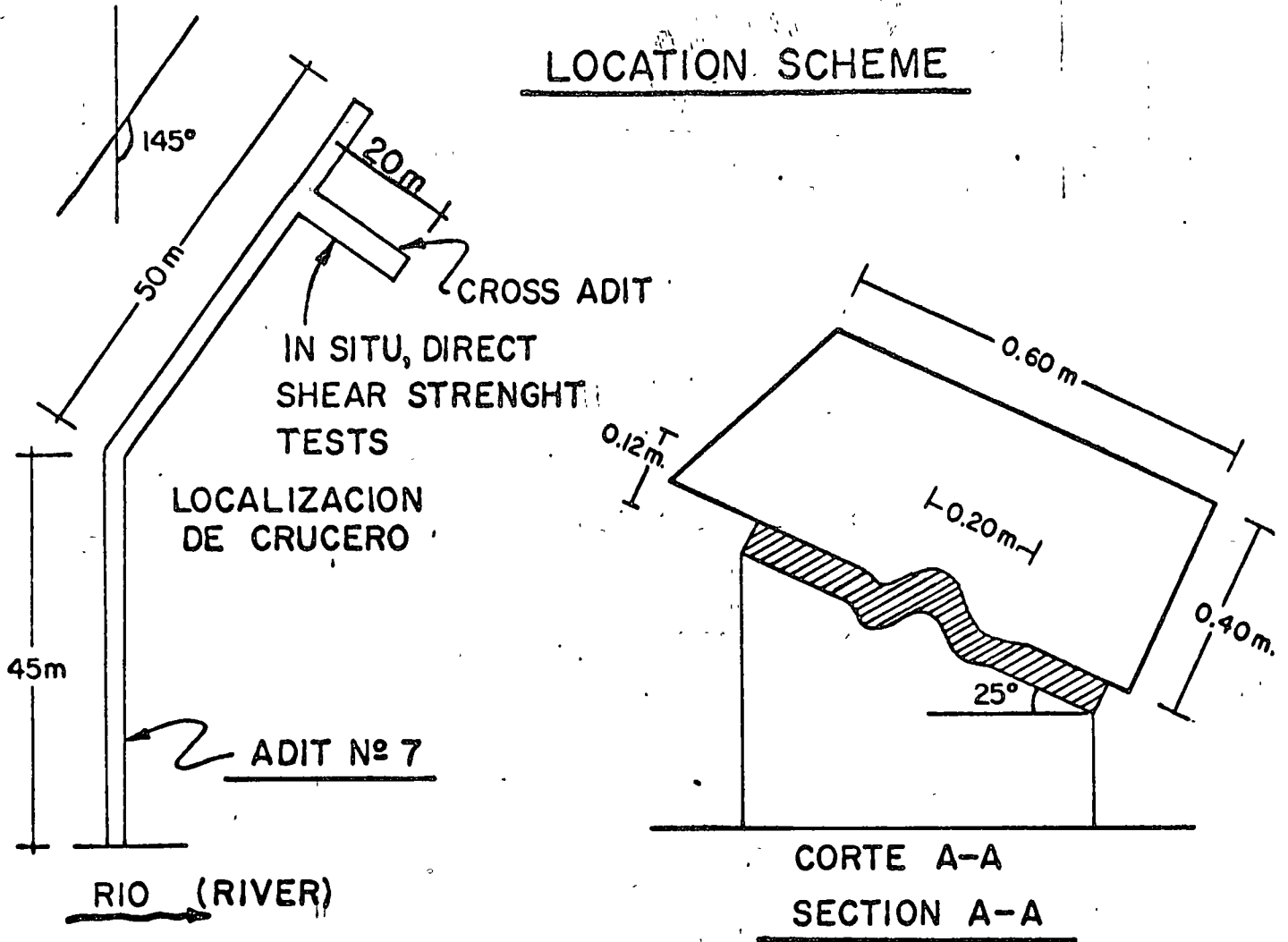


FIG. 7

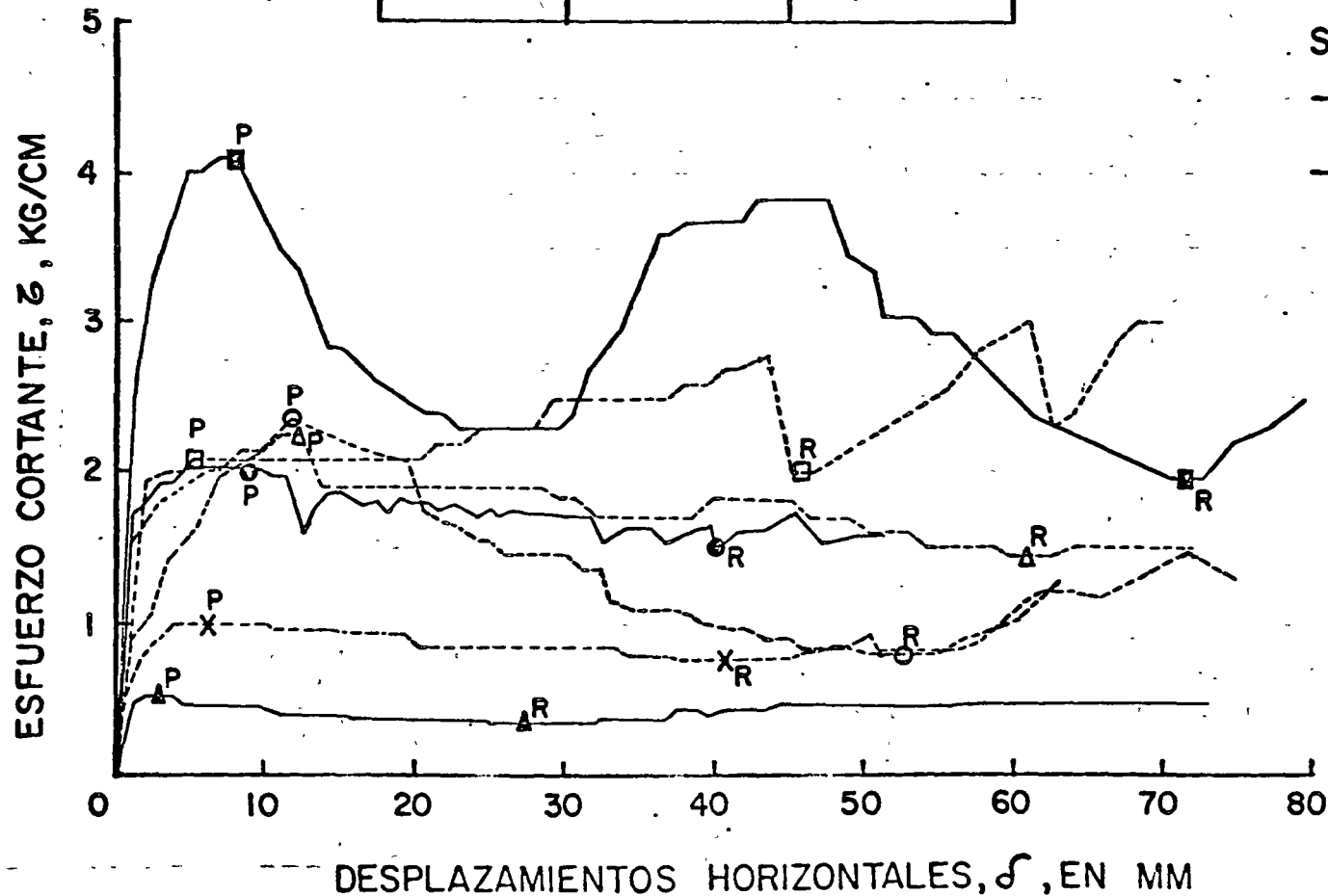
P.H. CHICOASEN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON No.7
 PRUEBA DE CORTE DIRECTO
 "IN SITU" EN ARCILLAS
 Dimensiones del espécimen de roca:
 60x60x30cm.
 Espesor de la arcilla: 3-7cm.

GRAFICA	ESFUERZOS NORMALES	
	PEAK	RESIDUAL
▲—▲	2.00	2.00
●—●	5.00	4.70
■—■	11.00	10.20
△-△	2.00	1.90
○-○	5.00	4.30
□-□	9.70	9.65
X-X	2.00	1.90

Simbología

— Con contenido de agua natural
 - - - Saturada (no se sabe cuantitativamente el grado de saturación)

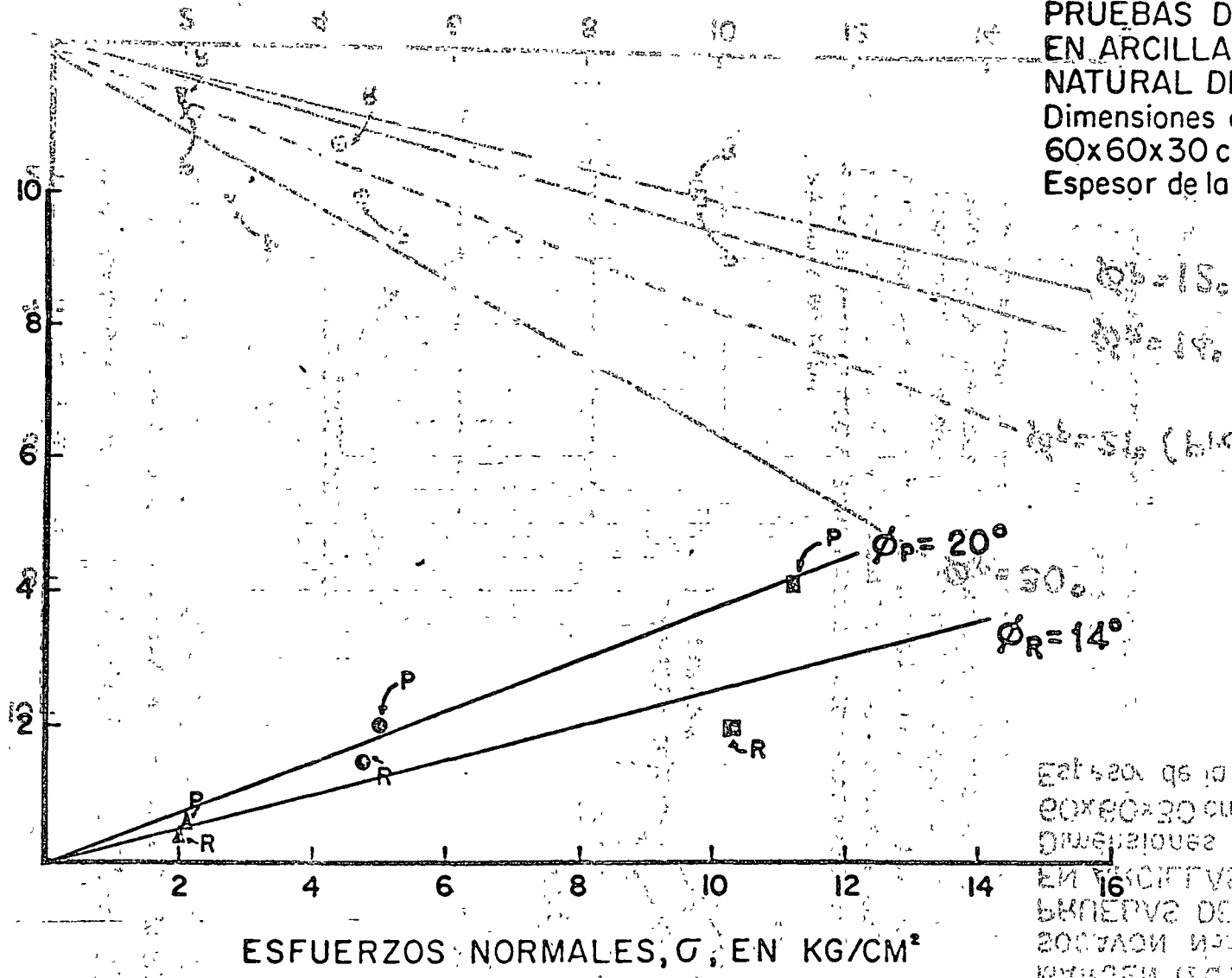
P - Peak
 R - Residual



ESFUERZOS VERTICALES EN FONDO

P.H. CHICOASEN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON No. 7
 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO
 EN ARCILLAS CON CONTENIDO
 NATURAL DE AGUA, "IN SITU"
 Dimensiones del espécimen de roca:
 60x60x30 cm.
 Espesor de la arcilla: 3-7 cm.

ESFUERZOS CORTANTES, τ , EN KG/CM²



ESFUERZOS NORMALES, σ , EN KG/CM²

Estos son los datos de las pruebas:
 60x60x30 cm.
 Dimensiones del espécimen de roca:
 EN FONDO DE CORTE DIRECTO
 SOCAVON No. 7
 MARGEN IZQUIERDA
 P.H. CHICOASEN, CHIS.

P.H. CHICOASEN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON No. 7
 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO
 EN ARCILLAS SATURADAS
 Dimensiones del espécimen de roca:
 60x60x30 cm.
 Espesor de la arcilla: 3-7 cm.

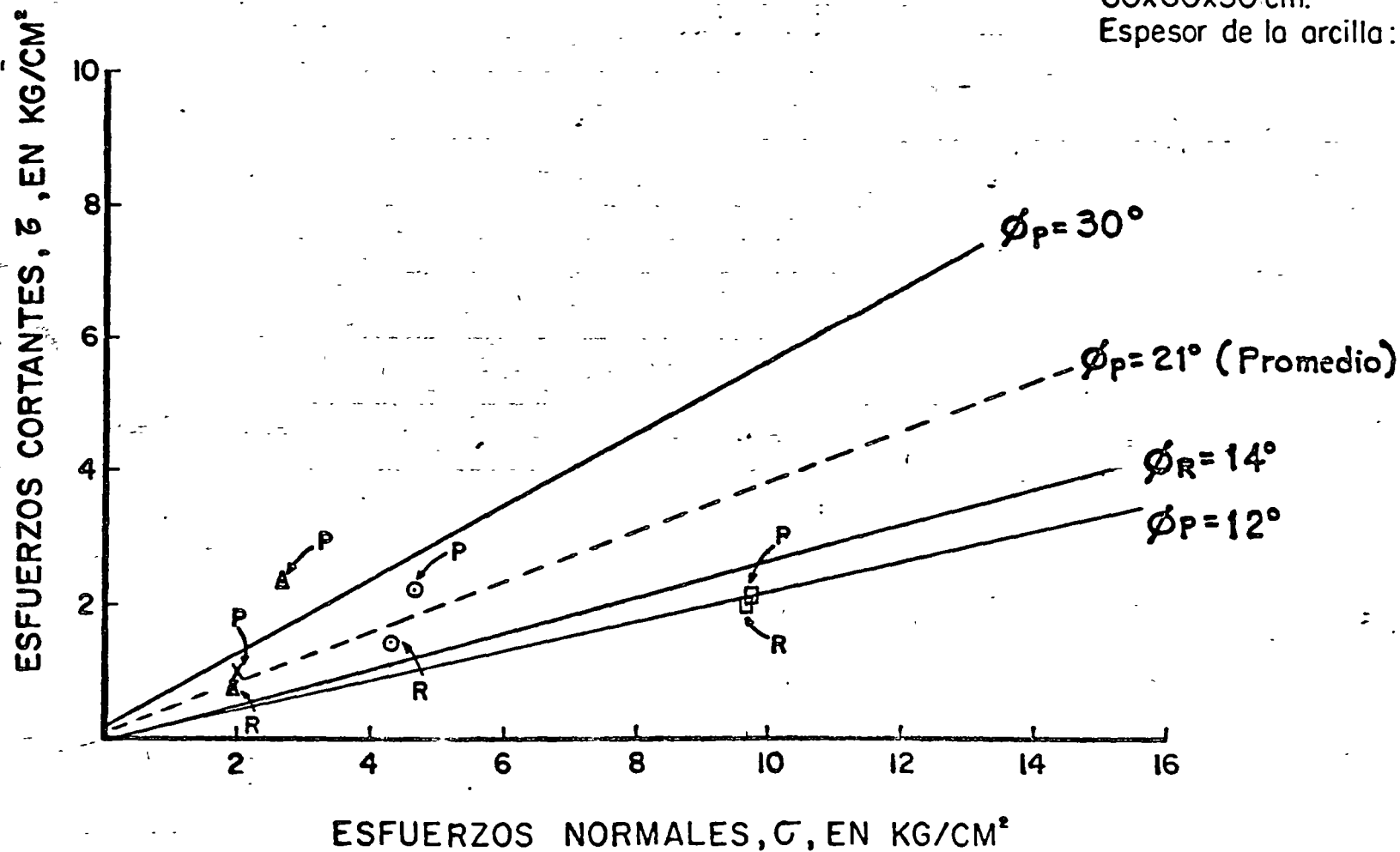


FIG. 10



GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 268, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 863-37-00

Si se toma un ancho unitario se tiene:

$$\tau \times l \times 1 = \sigma \times l \times 1 \tan \phi$$

$$\therefore T = N \tan \phi$$

por lo tanto $\Sigma T = \Sigma [N] \tan \phi$

El factor de seguridad (F.S.) se calcula como sigue:

$$F.S. = \frac{\text{Suma de fuerzas tangenciales resistentes}}{\text{Suma de fuerzas tangenciales actuantes}} = \frac{\Sigma T}{\Sigma F.A.}$$

$$F.S. = \frac{\Sigma [N] \tan \phi}{\Sigma F.A.}$$

Si F.S. = 1 se tiene equilibrio crítico

Si F.S. < 1 se tiene equilibrio inestable

Si F.S. > 1 se tiene equilibrio estable

2.3 Drenaje

La determinación del empuje hidrostático para un talud en suelos puede obtenerse mediante la red de flujo y mediciones piezométricas. Para el caso de taludes de roca no es válida la red de flujo ya que éste se establece a través de las fracturas, por lo tanto no queda más que suponer la forma del nivel freático cuando se conocen algunos puntos y tomar un límite conservador.

La eliminación de este empuje hidrostático que es muy importante para la estabilidad de la cuña puede realizarse mediante barrenos desde la superficie del talud o galerías filtrantes como se indica en la Fig. 12

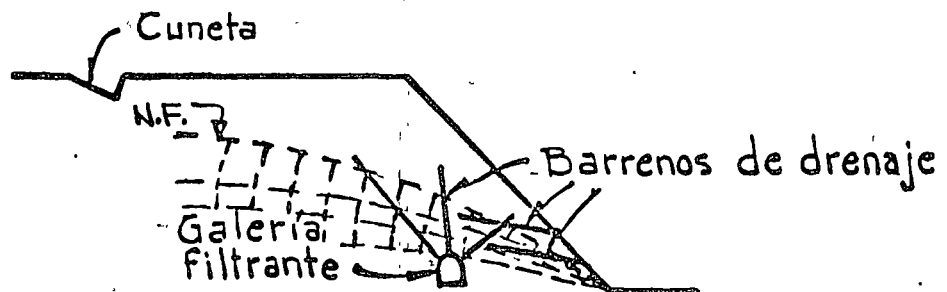


FIG. 12. DRENAJE



2.4 Anclaje

En ocasiones se requiere el uso de anclas para garantizar la estabilidad de taludes en roca, estas anclas pueden ser de tensión o de fricción.

Si se usan anclas de tensión conviene que no sean perpendiculares al plano de deslizamiento, sino que tengan además una componente tangencial resistente. El ángulo óptimo obtenido en pruebas es aproximadamente de 35° con la normal al plano de falla como se indica en la Fig. 13. En el anexo No. 2 se presenta el cálculo analítico de la resistencia adicional que proporcionan las anclas en la superficie de falla.

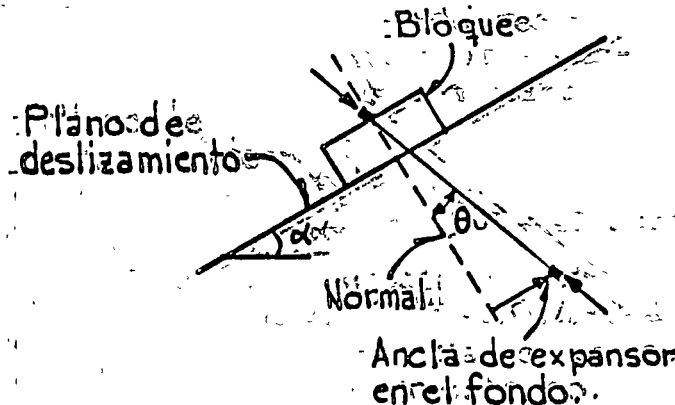
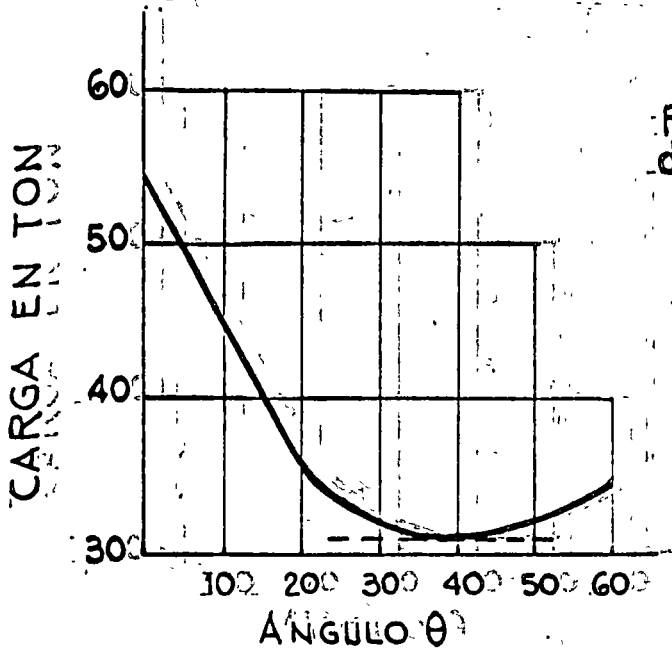


FIG. 13. RELACION ENTRE LA CARGA DEL ANCLA Y EL ANGULO DE LA MISMA CON LA NORMAL AL PLANO DE DESLIZAMIENTO.

* Conferencia por el Dr. Franklin en 1970 en Cía. Solum S.A.

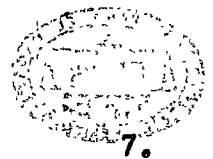
Las anclas de tensión son de dos tipos:

- a) Postensadas: p.ej. tipo BBRVV
- b) De concha expansora: p.ej. tipo Williams, Geosistemas, Rawl Plug, Bethlehem, etc.

Las anclas de fricción son barras de acero que se introducen dentro de perforaciones llenas con mortero, son muy usuales por la



SECRETARIA DE ENERGIA Y RECURSOS HIDROCARBUROS
 SUBSECRETARIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 268, MEXICO 19, D.F.
 TELEFONO: 863-97-00



facilidad de su colocación y son muy eficientes si se colocan adecuadamente (se les conoce también con el nombre de "banderillas")

En la Fig. 14 se muestra el uso de este tipo de anclas tanto en taludes como en excavaciones subterráneas.

PLANO DE FALLA

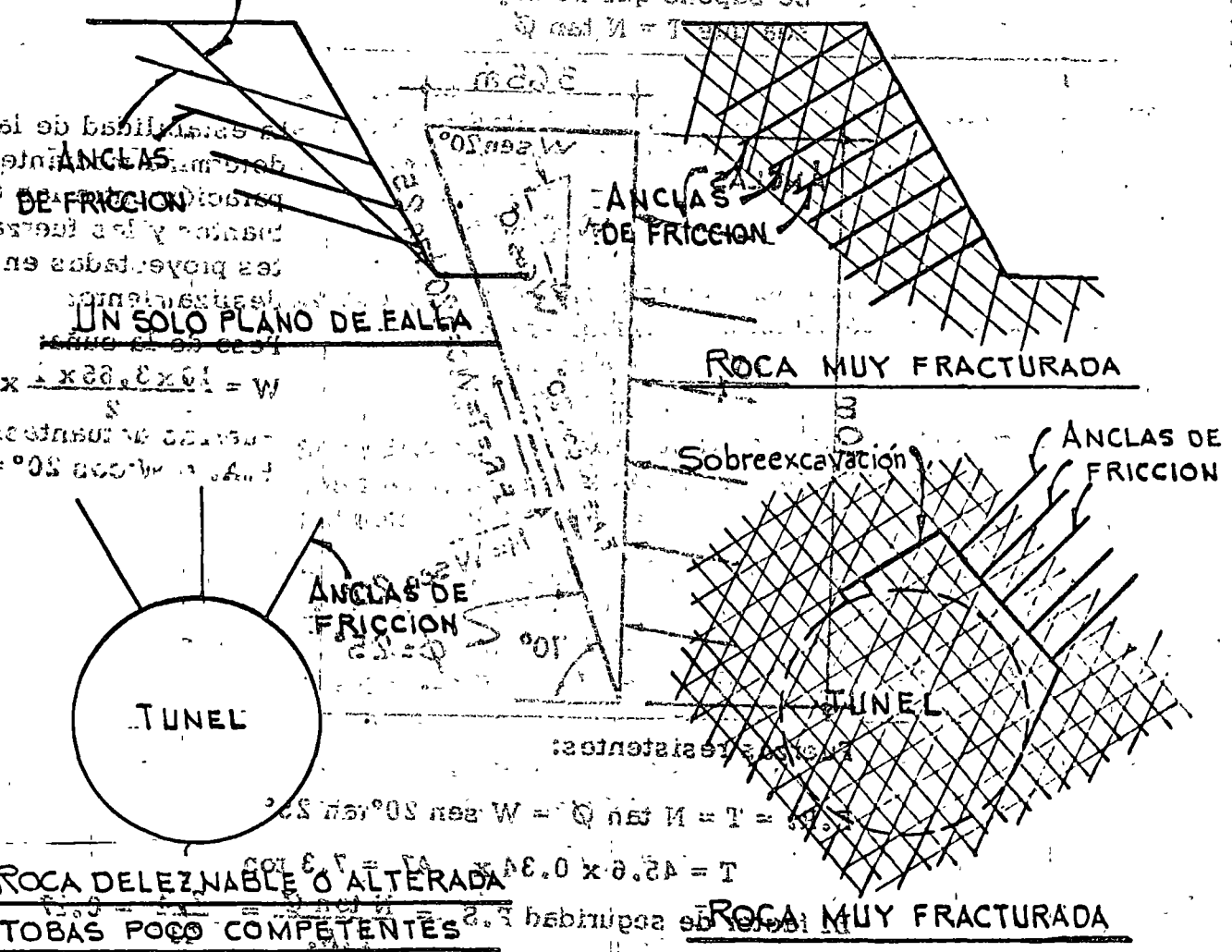


FIG.14. USO DE ANCLAS DE FRICCIÓN

2.5 Ejemplo de cálculo de anclas de tensión

Se analizará un bloque de roca de 10 m de altura en forma de cuña



GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 265, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 563-37-00

EXP. No.

FECHA:

ASUNTO:

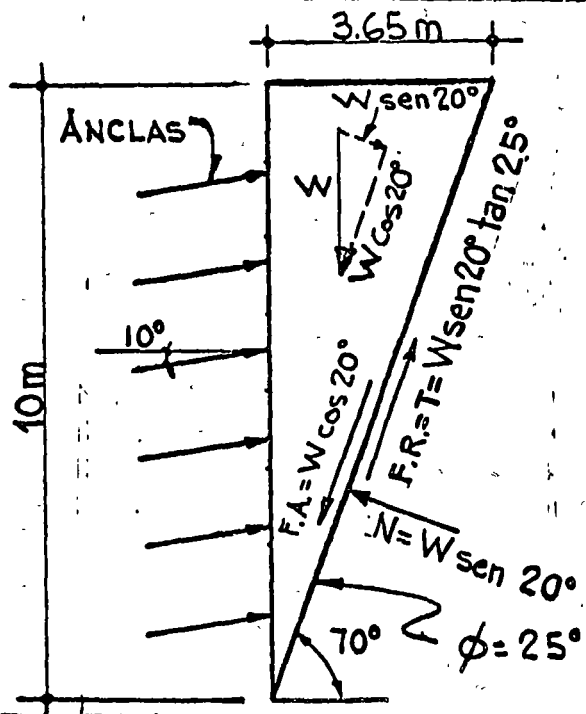
la cual desliza en el plano de una fractura que tiene un echado de 70°. Como datos se tienen:

No hay fuerza sísmica ni subpresión hidrostática.

El ángulo de fricción en contacto roca-roca es $\phi = 25^\circ$

El peso volumétrico de la roca es de 2.5 ton/m^3

Se supone que no hay cohesión en el plano de contacto o sea que $T = N \tan \phi$



La estabilidad de la cuña se determina mediante la comparación entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes proyectadas en el plano de deslizamiento:

Peso de la cuña:

$$W = \frac{10 \times 3.65 \times 1}{2} \times 2.5 = 45.6 \text{ ton}$$

Fuerzas actuantes:

$$F.A. = W \cos 20^\circ = 45.6 \times 0.94 = 43 \text{ ton}$$

Fuerzas resistentes:

$$F.R. = T = N \tan \phi = W \sin 20^\circ \tan 25^\circ$$

$$T = 45.6 \times 0.34 \times 0.47 = 7.3 \text{ ton}$$

$$\text{El factor de seguridad } F.S. = \frac{N \tan \phi}{F.A.} = \frac{7.3}{43} = 0.17$$

el F.S. es < 1 y la cuña falla.

Para equilibrar la cuña se requiere una fuerza

$$T' = F.A. - N \tan \phi = 43 - 7.3 = 36 \text{ ton}$$

Cálculo de la carga externa que deben proporcionar las anclas para obtener una fuerza tangencial de 36 ton.



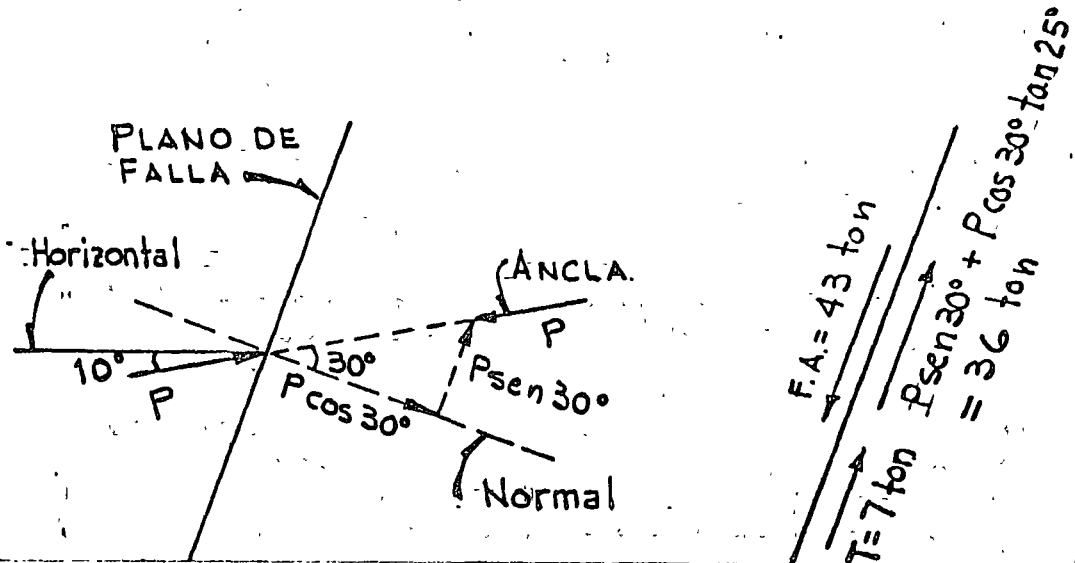
GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AGUSTO ROLDAN 268, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 863-37-00

EXP. No.

FECHA:

ASUNTO:

El ángulo entre las anclas y la normal al plano de deslizamiento será de 30°



La carga de las anclas será:

$$P \text{ sen } 30^\circ + P \text{ cos } 30^\circ \tan 25^\circ = 36 \text{ ton}$$

$$\therefore P = \frac{36}{0.5 + 0.86 \times 0.47} = \frac{36}{0.9} = 40 \text{ ton}$$

Si utilizamos anclas de concha de expansión de \varnothing 1" de acero grado estructural cuya capacidad de trabajo con un factor de seguridad de 2 es de 7 ton, se tiene que el número de anclas requeridas es:

$$N = \frac{40}{7} = 6$$

Se colocarán 6 anclas con inclinación de 10° hacia arriba con la horizontal.

2.6 Ejemplo de cálculo de estabilidad de taludes que tienen varios planos de deslizamiento

A continuación haremos un ejemplo sobre el análisis de estabilidad de taludes donde se tienen planos de falla con diferentes ángulos de reposo y existen fuerzas externas sísmicas y de subpresión hidrostática.



La cuña que se va a analizar tiene la forma indicada en la Fig. 15, se trata de un caso real de un talud que constituye la margen izquierda del Río Grijalva en el estado de Chiapas donde la Comisión Federal de Electricidad planea construir una planta hidroeléctrica.

Se trata de roca caliza estratificada, existiendo una capa de arcilla en la superficie de deslizamiento.

2.6.1 Metodo de análisis

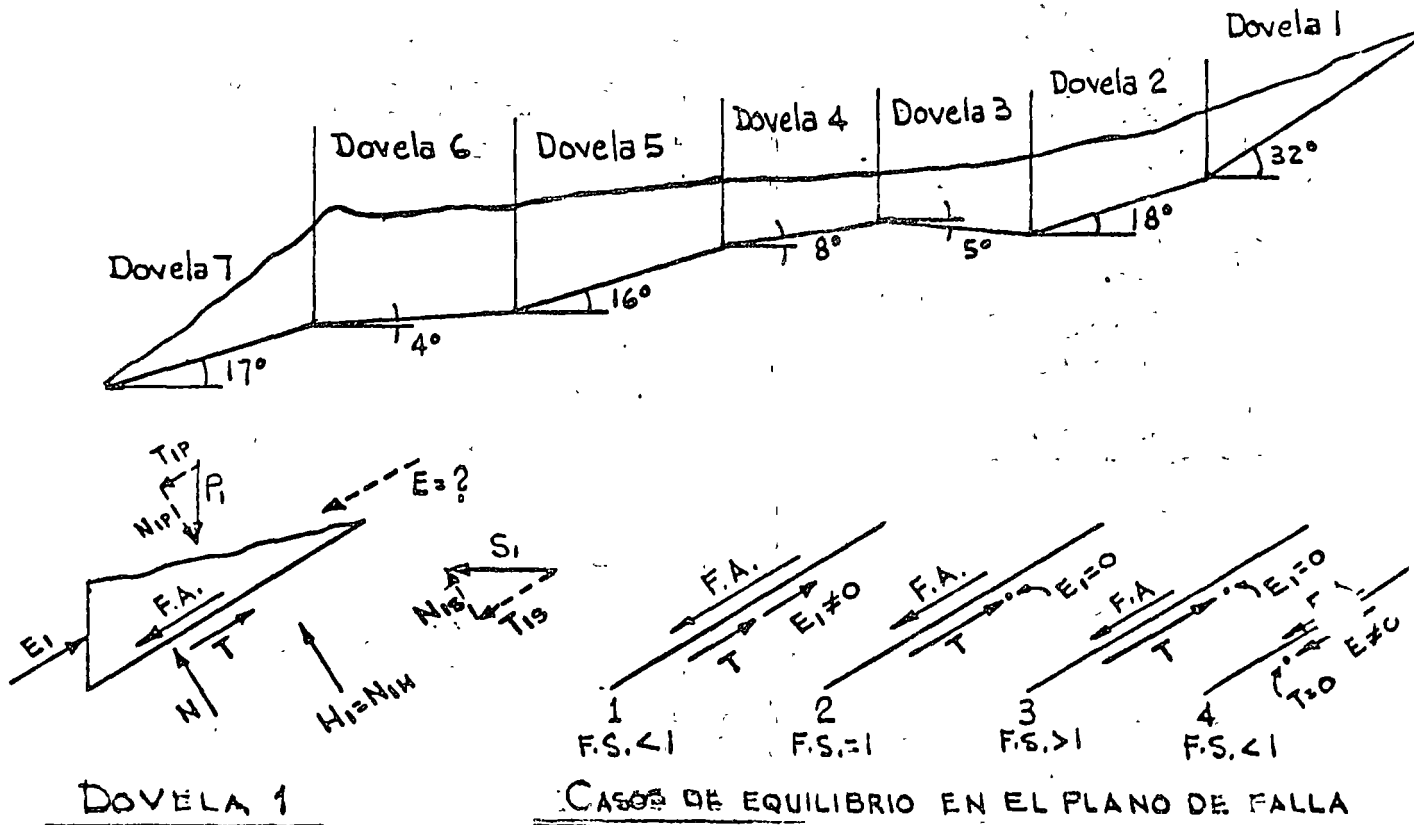
a) Análisis por dovelas

Se toma en cuenta el empuje de una dovela sobre la otra, iniciando el análisis con la estabilidad de la dovela más alejada del río

b) Equilibrio de la cuña

El equilibrio de la cuña de ancho unitario se establece mediante la comparación de las fuerzas tangenciales (resistentes y actuantes sobre la superficie de falla).

El diagrama de cuerpo libre es el siguiente:





GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 268, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 863-37-00

MEM. No.

EXP. No.

FECHA:

ASUNTO:

En donde:

P_1 = Peso de la dovela 1

S_1 = Fuerza horizontal debida a sismo, igual al peso de la dovela multiplicado por el coeficiente sísmico y por un factor de reducción de este último

H_1 = Empuje hidrostático hacia arriba (subpresión) perpendicular al plano de la superficie de falla

E_1 = Reacción de la dovela 2 inducida por la dovela 1 con dirección paralela al plano de deslizamiento

N y T = Componentes normal y tangencial de cada una de las fuerzas sobre la superficie de deslizamiento

$F.A.$ = Fuerzas tangenciales actuantes. Se obtienen sumando las proyecciones tangenciales de todas las fuerzas exteriores actuantes sobre la superficie de falla:

$$F.A. = (P, S, H, E = ?)$$

N = Fuerza Normal. Se obtiene sumando las proyecciones de las fuerzas exteriores actuantes sobre la normal a la superficie de deslizamiento

T = Fuerzas tangenciales resistentes. Se determinaron a partir de la ley de variación del ángulo de fricción para el caso de la resistencia residual al corte directo en función de los esfuerzos normales efectivos. (Ver resultados de pruebas de campo en las Figs. 7 a 10). De acuerdo con lo anterior se tiene:

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

$$\tau \times l \times l = \sigma \times l \times l \times \tan \phi \therefore T = N \tan \phi$$

Por lo tanto: $\sum T = \sum [N] \tan \phi$

El factor de seguridad $F.S.$, es igual a la relación

$$F.S. = \frac{\text{Suma de fuerzas tangenciales resistentes}}{\text{Suma de fuerzas tangenciales actuantes}} = \frac{\sum T}{\sum F.A.}$$

$$F.S. = \frac{\sum [N] \tan \phi}{\sum F.A. = \sum (P, S, H, E) \text{ con } E \text{ variable}}$$



DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
AUGUSTO RODIN 268, MEXICO 19, D. F.
TELEFONO: 863-37-00

MEM. No.

EXP. No.

FECHA:

ASUNTO:

12.

Se tienen cuatro casos de equilibrio sobre la superficie de deslizamiento:

Caso 1: Cuando $E_1 \neq 0$ implica que el F.S. < 1 y se tiene equilibrio inestable.

Caso 2: Cuando $E_1 = 0$ y las fuerzas actuantes y resistentes son iguales F.A. = T; en este caso el F.S. = 1 y se tiene equilibrio crítico

Caso 3: Cuando $E_1 = 0$ con las fuerzas actuantes menores que las fuerzas resistentes; en este caso el F.S. > 1 y se tiene equilibrio estable

Caso 4: Cuando las fuerzas resistentes $T = 0$, se presenta cuando no existen fuerzas normales a causa de que los empujes hacia arriba por sismo y subpresión son mayores que el peso propio y la dovela se levanta. En este caso el F.S. < 1 y se tiene equilibrio inestable.

En las tablas 1 a 5 se presentan los resultados de la cuña analizada para 4 condiciones de combinación de cargas.

Condiciones analizadas:

1. Estado seco
2. Agua en la elevación 380 (nivel mínimo de operación)
3. Agua en la elevación 392 (nivel de aguas máximas extraordinarias)
4. Vaciado rápido entre las elevaciones 392 a 380

Todas estas condiciones se combinaron con la acción sísmica utilizando valores para el ángulo de fricción entre 5° y 25° .

En los valores tabulados se obtienen diferentes valores de E, hasta que se obtiene un F.S. = 1 que corresponde a un determinado ángulo de fricción.

Una vez conocido el valor del ángulo de fricción para el cual la dovela es estable, se compara este valor con el ángulo de fricción en la superficie de deslizamiento, obtenido mediante prue-



DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
SUBDIRECCION DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
AUGUSTO RODIN 26B, MEXICO 19, D. F.
TELEFONO: 863-37-00

13.

bas de campo o de laboratorio y se determina si la dovela es estable o inestable.

Interpretación de las tablas:

+C = coeficiente sísmico (afectado de un coeficiente de reducción de 0.64)

+E = Empuje de una dovela sobre la otra. Cuando (E) es negativo significa que la dovela está en equilibrio y por lo tanto las dovelas hacia arriba también están en equilibrio. En este caso la dovela inmediata hacia abajo ya no está afectada por el empuje de las dovelas de arriba.

2.6.2. Consideraciones del análisis

A continuación se presentan las consideraciones hechas en este análisis

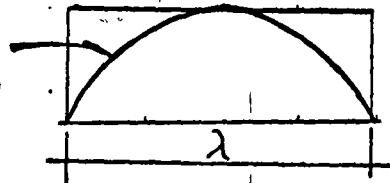
- a) Tipo de análisis. bidimensional
- b) Peso del material seco. 2.3 ton/m^3
- c) Peso del material sumergido. 1.3 ton/m^3
- d) Superficies de falla. coincidentes con los planos de estratificación, tomando en cuenta el echado general de los estratos
- e) Angulo de fricción. Se supuso constante a lo largo de las superficies de falla.
- f) Longitud de las dovelas. Se fijó a partir de los puntos de cambio de pendiente del echado general de los estratos, en la superficie de falla considerada.
- g) Transmisión de fuerzas de cortante y tensión entre dovelas. Se consideró nula la transmisión de estos esfuerzos considerando que deben existir fracturas verticales en cada cambio de pendiente
- h) Transmisión de fuerzas de compresión entre dovelas. Se tomó en cuenta esta fuerza entre dovelas (empuje) en el caso de dovelas inestables, siendo este empuje sobre la dovela contigua igual a la diferencia entre las fuerzas actuantes y resistentes de la dovela inestable.
- i) Fuerzas horizontales inducidas por sismo. Estas fuerzas se calcularon multiplicando el peso de la dovela por el va-



DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBDIRECCION DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AGUSTO RODIN 265, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 563-37-00

lor del coeficiente sísmico y por un coeficiente de reducción de 0.64 que equivale a la relación de áreas de la senoide con el rectángulo que la circunscribe.

Onda senoidal



$\lambda =$ longitud de onda
 $\frac{\text{Area senoide}}{\text{Area rectángulo}} = 0.64$

j) Longitud de cuña en la que actúa el sismo. Se determinó tomando en cuenta la longitud de las ondas transversales de acuerdo con el siguiente criterio.

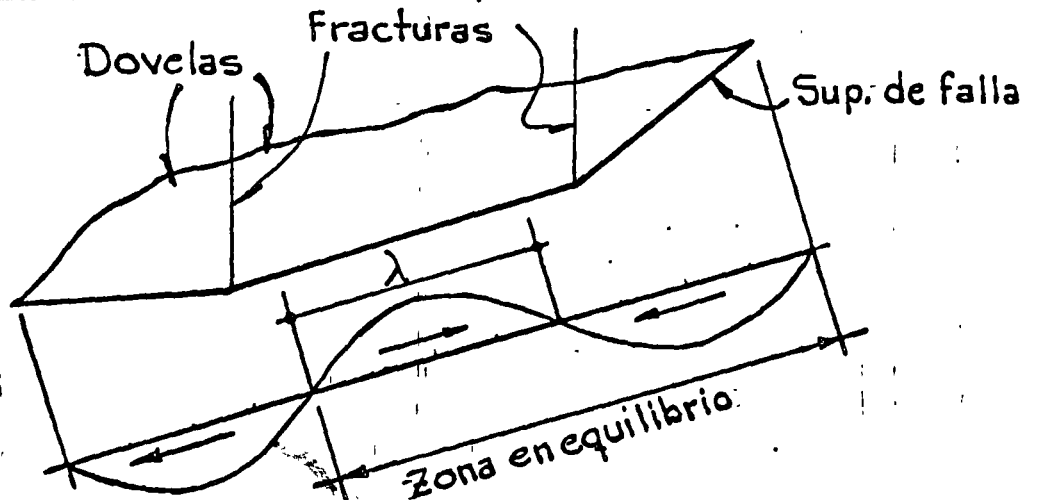
$$\lambda = \frac{\beta}{f}$$

En donde: λ = longitud de la onda transversal
 β = velocidad de transmisión de ondas transversales
 f = frecuencia

Se estimó que (β) varía entre 1500 m/s y 2200 m/s y (f) varía entre 5 c.p.s. y 10 c.p.s., por lo tanto (λ) tiene una longitud entre 150 m y 440 m.

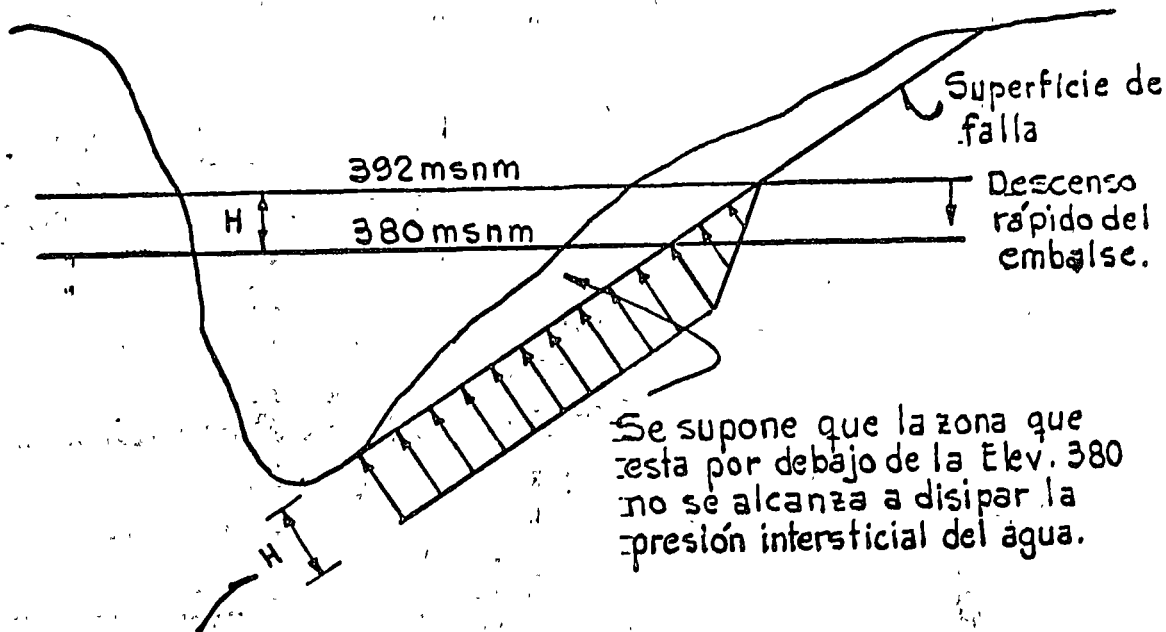
Puesto que la cuña total es discontinua por efecto del fracturamiento vertical, se consideró que en todas las dovelas actúa la fuerza horizontal producida por el sismo. Suponiendo entonces que las dovelas vibran independientemente y las fuerzas sísmicas pueden actuar en una misma dirección.

En el siguiente esquema se presenta la acción de las fuerzas inducidas por el sismo:





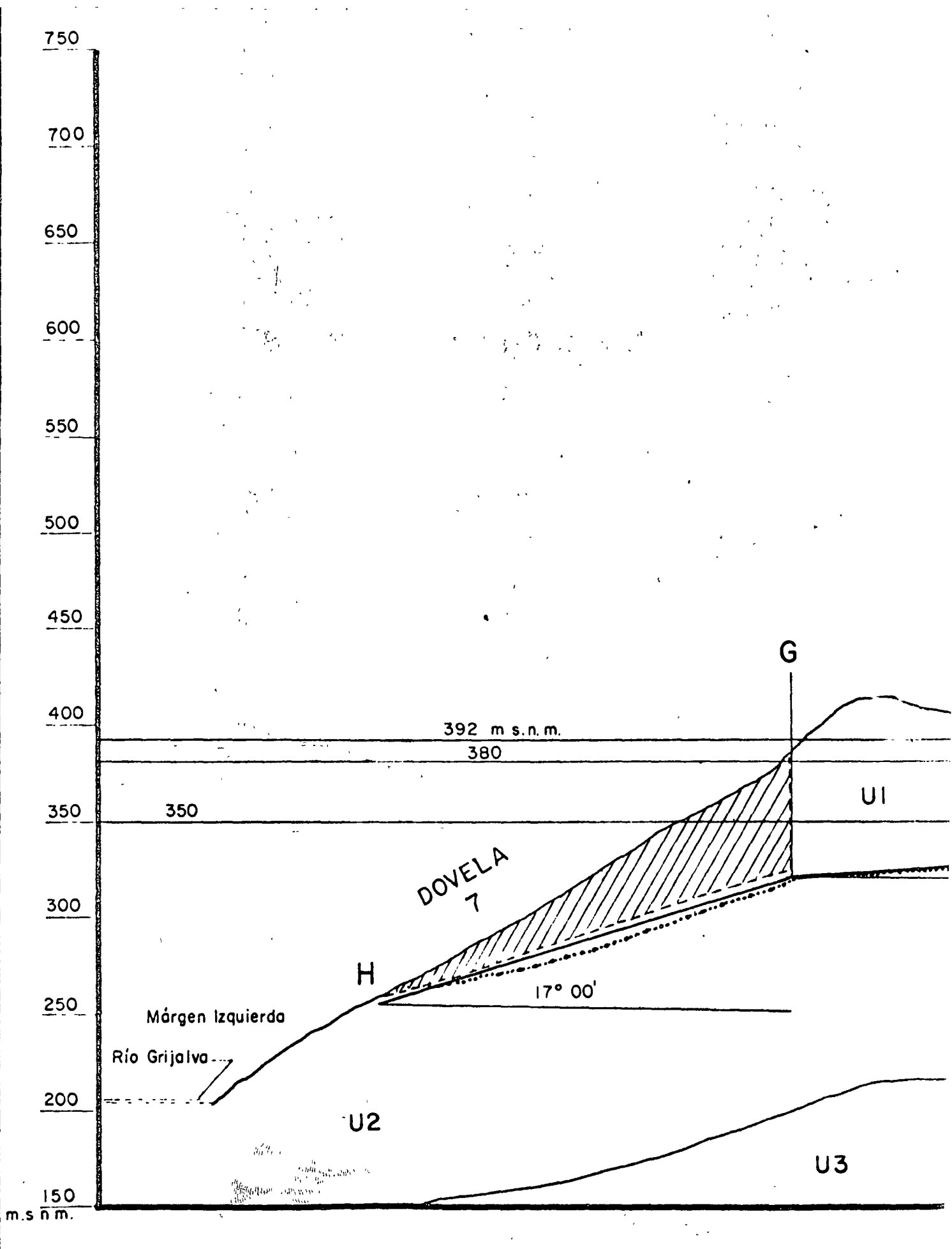
k) Empuje hidrostático (subpresión) causado por vaciado rápido. Este empuje se tomó en cuenta como se indica en la siguiente figura:

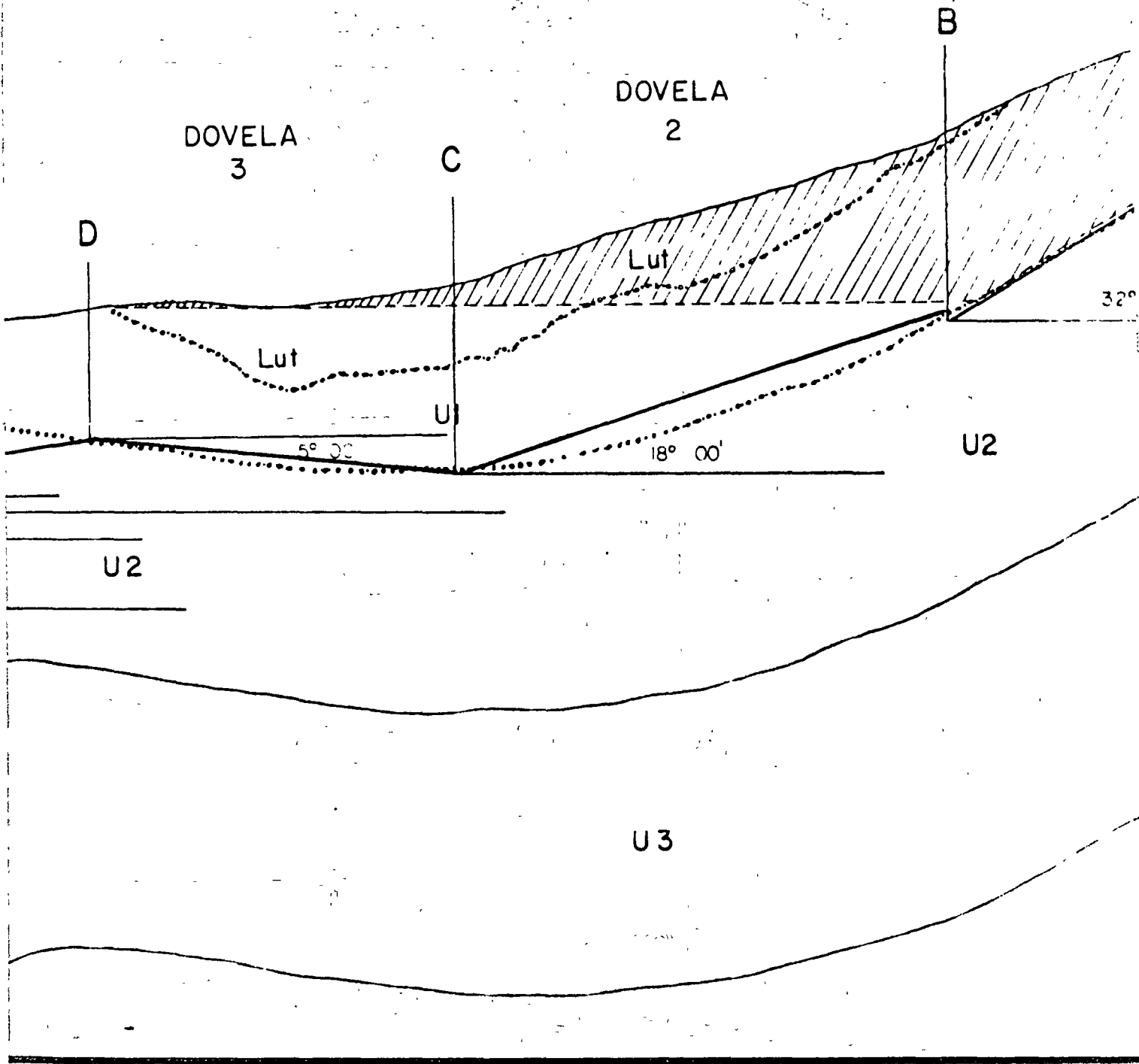


Empuje hidrostático perpendicular a la superficie de falla.

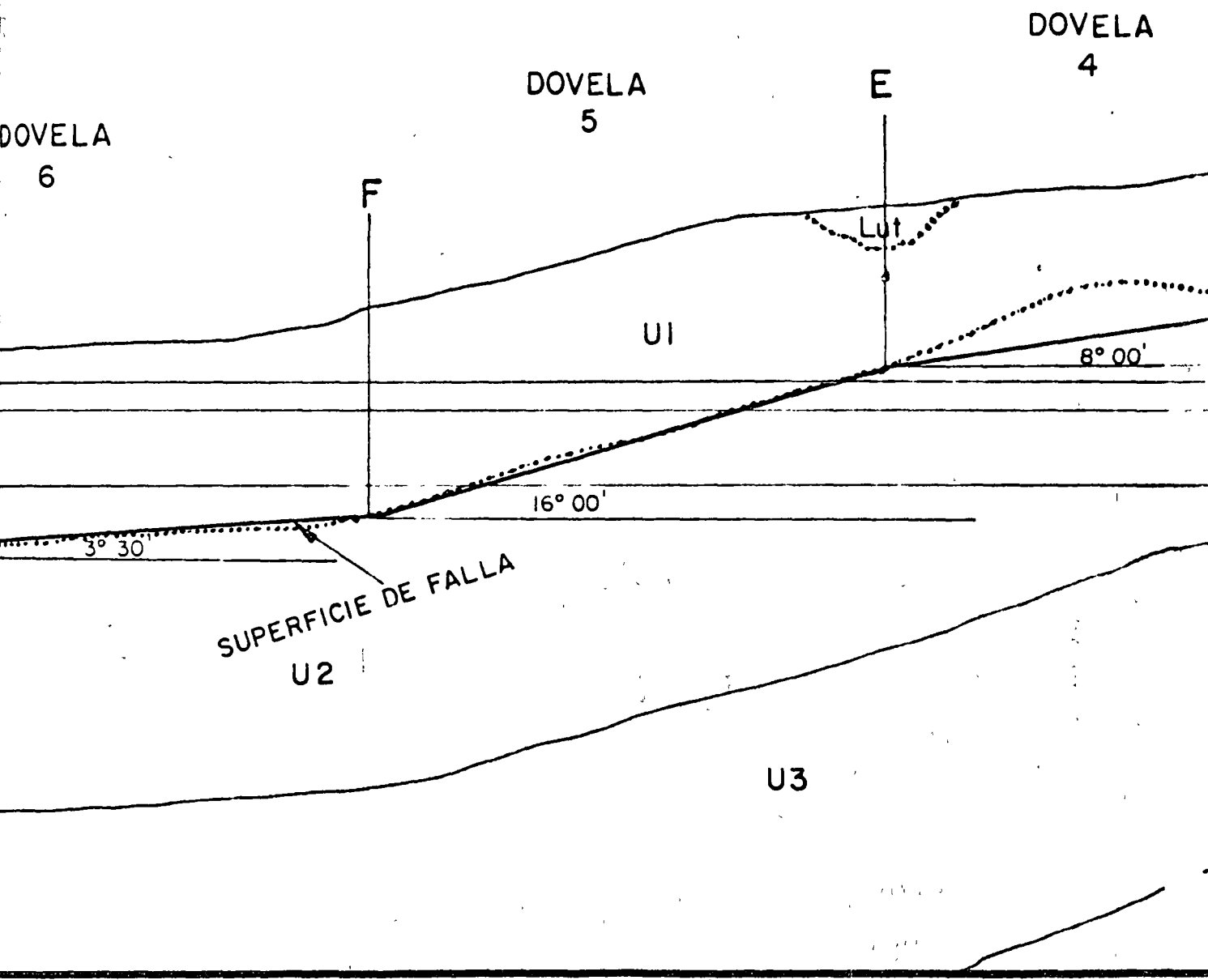
2.6.3. Factores que no se tomaron en cuenta en el análisis

- Cohesión nula ($c = 0$)
- Falla progresiva (ocasionada por concentración de esfuerzos)
- Resistencia de las irregularidades de la superficie de falla
- Empuje horizontal producido por la energía de deformación recuperable por saturación de las capas de arcilla (expansión)
- Aparición simultánea de resistencia friccionante y cortante en el plano de falla
- La dificultad fundamental en la determinación del equilibrio total, basado sobre la observación de equilibrio individual por medio del análisis bidimensional de secciones transversales.
- La imposibilidad de introducir en el análisis numérico el efecto de retención de zonas adyacentes.





SECCION 8 - 8'



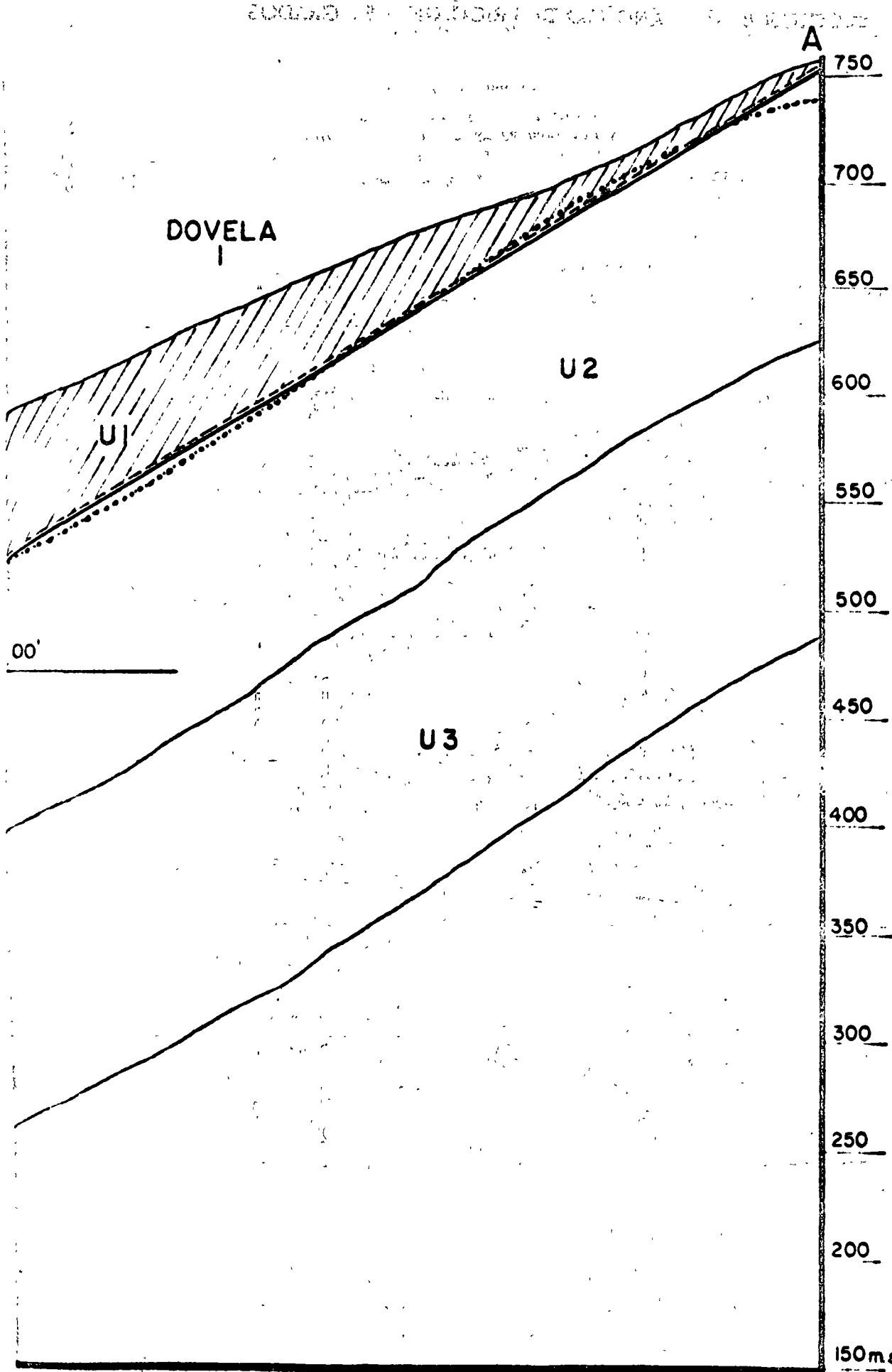


FIG. 15

SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 5 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.09	30297	0.05	45261
6	0.13	27826	0.09	46473
7	0.02	30985	0.01	51016

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.08	29723	0.05	44687
6	0.11	27605	0.06	46252
7	0.01	29305	0.00	49335

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.08	29340	0.05	44304
6	0.10	27317	0.06	45964
7	0.01	29019	0.00	49049

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.06	29903	0.05	44867
6	0.10	28033	0.06	46680
7	0.00	29961	0.01	49991

SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 10 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.26	16086	0.15	31391
6	0.46	9936	0.24	28638
7	0.16	12063	0.04	32576

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.26	15768	0.13	31072
6	0.36	11074	0.19	29776
7	0.08	12350	0.01	32863

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.25	15555	0.13	30860
6	0.33	11220	0.16	29922
7	0.08	12498	0.01	33011

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.24	16131	0.13	31436
6	0.32	11930	0.16	30632
7	0.04	13683	0.01	34196

SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 15 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.87	1433	0.33	17062
6	2.92	- 7939	0.53	10782
7	0.88	582	0.20	13339

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.86	1379	0.31	17008
6	2.63	- 5400	0.42	13311
7	0.88	329	0.08	15704

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.86	1343	0.30	16972
6	2.55	- 4824	0.38	13897
7	0.88	329	0.08	16310

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.80	1931	0.30	17560
6	2.07	- 4120	0.37	14600
7	0.60	1036	0.03	17745

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.26	- 2734	0.86	2045
6	5.94	-13558	1.80	- 7328
7	1.19	898	0.88	745

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.26	- 2511	0.83	2268
6	5.94	- 9779	1.39	- 3350
7	1.19	- 508	0.73	1135

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.26	- 2363	0.82	2417
6	5.94	- 8872	1.26	- 2310
7	1.19	- 508	0.73	1135

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.19	- 1761	0.78	3018
6	5.40	- 8716	1.18	- 1614
7	0.83	453	0.49	2096

SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 25 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11010
2	1.92 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.63 -	6353	1.18 -	2503
6	7.61 -	18137	2.04 -	13717
7	1.52 -	2473	1.13 -	784

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11019
2	1.02 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.63 -	5835	1.16 -	1985
6	7.61 -	13082	2.38 -	8662
7	1.52 -	1398	0.92	291

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11019
2	1.02 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.63 -	5490	1.13 -	1640
6	7.61 -	11869	2.21 -	7449
7	1.52 -	1398	0.92	291

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11019
2	1.02 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.51 -	4875	1.07 -	1025
6	6.93 -	11721	2.15 -	7301
7	1.05 -	167	0.62	1522



GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
AUGUSTO RODIN 268, MEXICO 19, D. F.
TELEFONO: 863-37-00

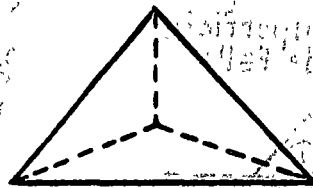
EXP. No.

FECHA:

ASUNTO:

3. CASO DE TETRAEDROS

El análisis de estabilidad de taludes en roca por medio de tetraedros se aplica a masas de roca afectadas por tres familias de fracturas, de una manera que se tienen bloques en el espacio delimitados por tres planos que vienen a ser los planos de deslizamiento.



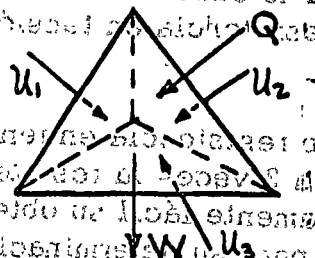
Se tienen 6 casos posibles de deslizamiento, uno de ellos p.ej. sería que deslice sobre el plano de contacto inferior siguiendo una dirección bisectriz a los otros dos planos de contacto.

Hipótesis de resistencia

- El material en los planos de contacto no resiste tensión
- El material en los planos de contacto es puramente friccionante
- El bloque es indeformable
- El plano de contacto es indeformable

Fuerzas exteriores:

- Peso del bloque
- Presiones de agua en las tres caras (U)
- Empuje exterior sobre el bloque Q (sismo o subpresión)



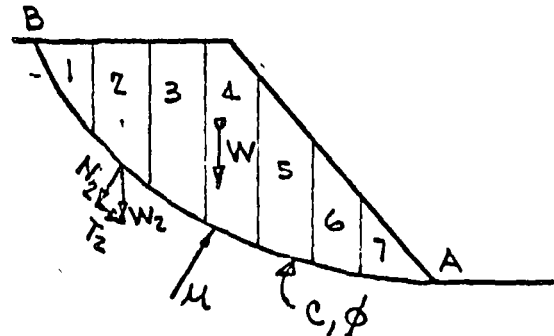
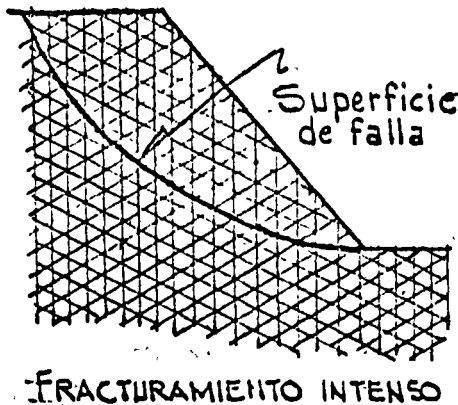
En vista de que el desarrollo matemático es muy extenso, se anexa el método de cálculo tridimensional por Pierre Londe. (Anexo No. 3)

4. CASO DE SUPERFICIE CILINDRICA

El caso de falla de una masa de roca según una superficie cilíndrica se presenta en masas de roca con intenso fracturamiento cuyo compor-



tamiento es similar al de un enrocamiento, entonces se analiza por cualquiera de los métodos de la mecánica de suelos, Fellenius, Bishop, método sueco, etc.



$$F.S. = \frac{c \cdot \widehat{AB} + \sum N \tan \phi}{\sum F.A.} = \frac{\sum Fzas. Res.}{\sum Fzas. Act.}$$

5. ANCLAJE EN BOVEDAS

Vamos a ver el cálculo de anclas en bóvedas de galerías subterráneas para el caso de una masa de roca con estratificación horizontal que es el caso más desfavorable de comportamiento de la roca. Este caso es extrapolable para roca masiva.

Referencia: Le Boulonnage des Roches en souterrain.
 por A. Hugon Et A. Costes

Metodo de análisis

El método consiste en determinar cuál es el espesor de losa que se autoporta, para lo cual es necesario conocer el peso volumétrico de la roca y su resistencia en tensión bajo flexión (módulo de ruptura).

Este parámetro de resistencia en tensión bajo flexión tiene un valor aproximado de 2 a 3 veces la resistencia en tensión brasileña de manera que es relativamente fácil su obtención si no se cuenta en el laboratorio con equipo para su determinación directa.

Se considera que los apoyos de la losa en ambos extremos corresponden a un semiempotramiento, que permita un giro tal que los momentos en los apoyos sean iguales a los momentos en el centro del claro.

En la práctica se ha visto que si se proyectan anclajes con determina-



GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 265, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 563-37-00

EXP. No.

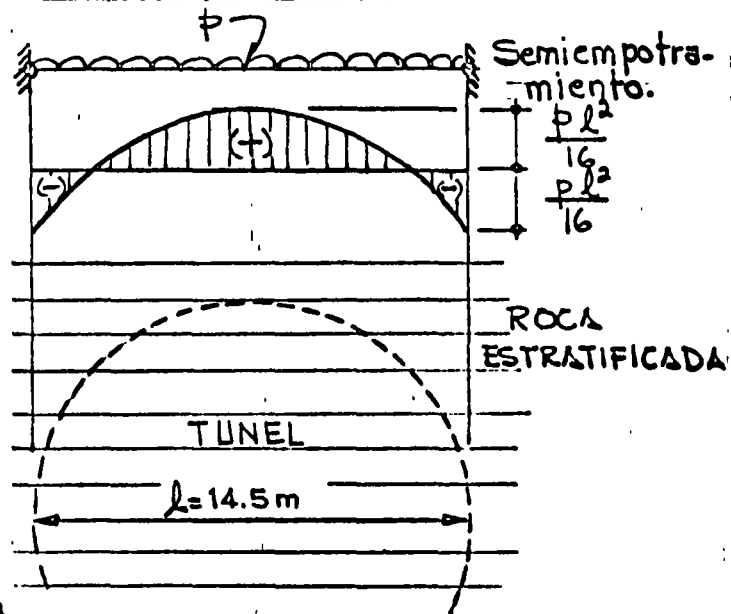
FECHA:

ASUNTO:

da presión para que la roca no se deforme resulta un anclaje con espaciamiento entre anclas muy cerrado que resulta antieconómico, de manera que este método permite que la roca se deforme y soporte su propio peso, entonces las anclas se calculan para sostener la losa que teóricamente se autosoporta. Estas anclas son necesarias en vista de que en los macizos de roca existen siempre discontinuidades (fracturas verticales) que hacen que la losa de roca no trabaje en forma monolítica.

La longitud de las anclas debe ser tal que deben quedar sujetas fuera de la zona de decompresión de la bóveda. En las Figs. 16, 17 y 18 se indican los criterios utilizados en diferentes obras para determinar tanto la longitud de las anclas en función del claro del arco como las presiones aplicadas al techo por las anclas. Como criterio general el ancla debe tener una longitud mayor que la faja de decompresión estimada o calculada sobre la bóveda, de manera que el ancla quede fija en la zona de compresión.

5.1 Ejemplo de cálculo de anclas para un túnel de 14.5 m de diámetro



Datos:

l = claro de la losa

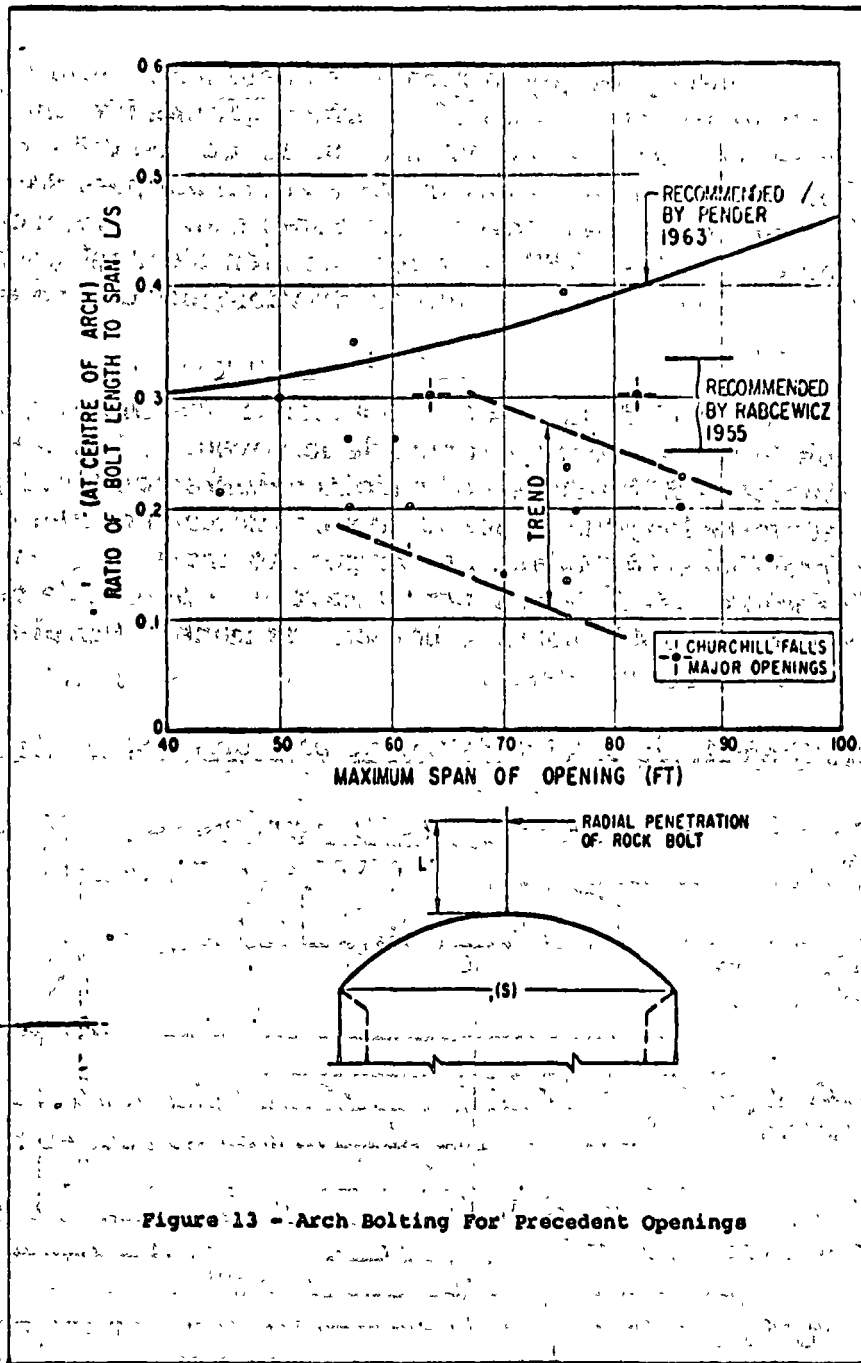
p = carga uniforme repartida

h = peralte de la losa

b = ancho unitario de la viga

R' = esfuerzo de tensión bajo flexión (módulo de ruptura)

De la fórmula de la escuadría: $R' = \frac{M}{I}$ y



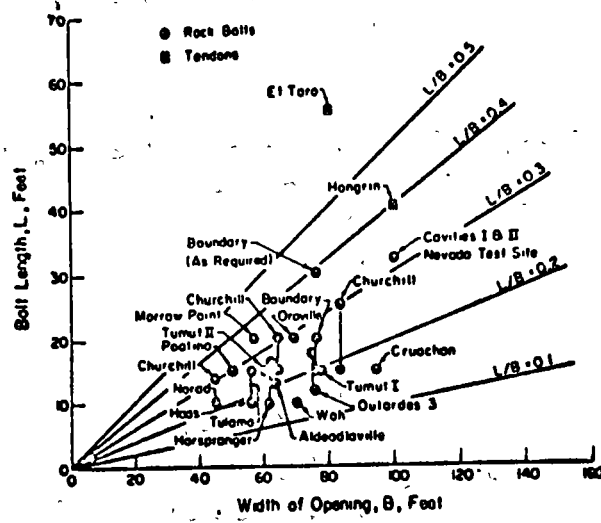


FIG. 11 BOLT LENGTHS USED IN CROWN OF CAVERNS

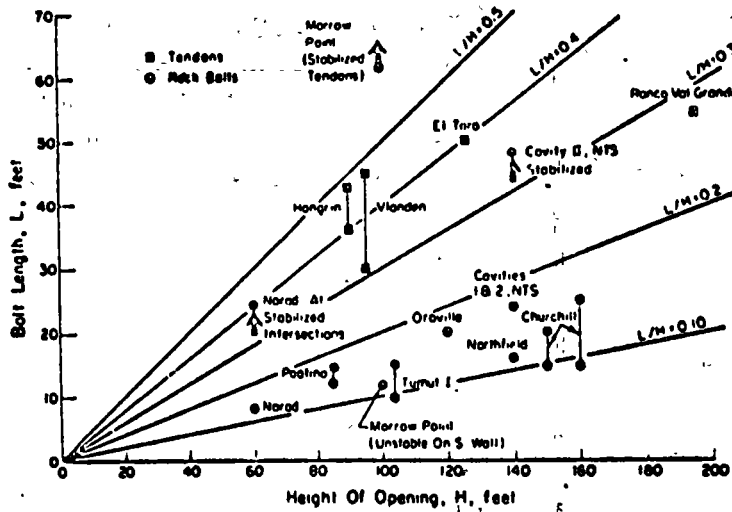


FIG. 12 BOLT LENGTHS USED ON CAVERN WALLS



GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION

EXP. No.

SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO ROOIN 266, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 863-37-00

FECHA:

ASUNTO:

$$\therefore R' = \frac{\frac{pl^2}{16}}{\frac{bh^3}{12}} \cdot \frac{h}{2} ; R' = \frac{pl^2}{16} \cdot \frac{6}{h^2}$$

sustituyendo: $p = \gamma h$; donde γ = peso volumétrico de la roca

se tiene: $R' = \frac{\gamma hl^2}{16} \cdot \frac{6}{h^2} \therefore h = \frac{3}{8} \frac{\gamma l^2}{R'}$

Si tenemos como datos que $\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$ y que la resistencia en compresión simple de la roca es de 400 Kg/cm^2 , tenemos que estimar el valor del módulo de ruptura como sigue:

Aproximadamente la resistencia en tensión brasileña es igual a la décima parte de la resistencia en compresión simple, entonces se tiene lo siguiente:

Resistencia en compresión simple = 400 kg/cm^2
 Resistencia en tensión brasileña = $0.1 \times 400 = 40 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistencia en tensión bajo flexión
 (módulo de ruptura) $R' = 2 \times 40 = 80 \text{ Kg/cm}^2$

Sustituyendo valores en la expresión (1) resulta:

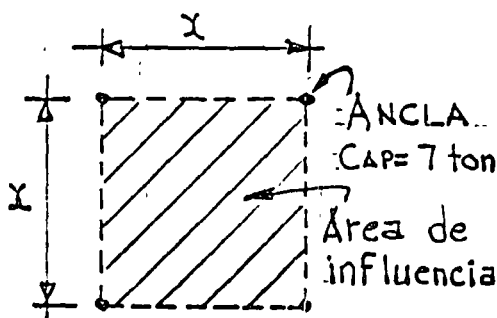
$$h = \frac{3 \times 2.5 \times 14.5^2}{8 \times 800} = 0.25 \text{ m}$$

De donde resulta que el peralte de losa de roca que se autoporta es de 25 cm.

El número de anclas se calcula como sigue:

Se supone una capacidad de trabajo del ancla por ejemplo de 7 ton para barras redondas lisas $\varnothing 1"$ de acero grado estructural.

La separación de las anclas se calcula tomando su área de influencia como sigue:



Area por peso de roca = Cap. de ancla

$$x^2 \times 0.25 \times 2.5 = 7$$

$$x = \frac{7}{0.625} ; x = 3.4 \text{ m}$$



GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 268, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 863-37-00

20.

Si se observa que este espaciamento es mayor que la separación entre fracturas verticales entonces se cierra el espaciamento a criterio del proyectista.

En la práctica la longitud de las anclas varía generalmente entre 0.3 a 0.4 la longitud del claro del arco.

5.2 Torque que hay que aplicar para tensar anclas de tornillo con concha expansora

Existen dos fórmulas:

- a) $M = 300 d P$, en donde
 d = diámetro del tornillo en metros
 P = carga que se desea aplicar en toneladas
 M = momento torsionante en Kg-m

Datos: $d = 0.025$ m
 $P = 7$ ton
 $M = 300 \times 0.025 \times 7 = 53$ Kg-m

- b) $M = 1$ lb-pie por cada 40 lb de carga

Datos: 7 ton = 15700 lb

$$M = \frac{15700}{40} = 392 \text{ lb-pie} = 54 \text{ Kg-m}$$

6. USO DE EXPLOSIVOS

Vamos a hacer una breve descripción del uso de explosivos para la explotación de roca en forma de bancos.

Existen tres patrones de distribución de barrenos para voladuras de banqueo, los tres son utilizables dependiendo del tipo de fragmentación deseada.

En general en cortes de roca para caminos no se acostumbra utilizar voladuras de precorte perimetral en los taludes porque el costo de excavación se incrementa ya que requiere mayor barrenación y uso de cordón detonante. No hay duda que mediante el uso de voladura de precorte en los taludes elimina la sobreexcavación y el daño causado a la roca (fracturamiento) es mucho menor que si no se utiliza el precorte, esto es de gran ayuda para que el talud de roca sea más estable.

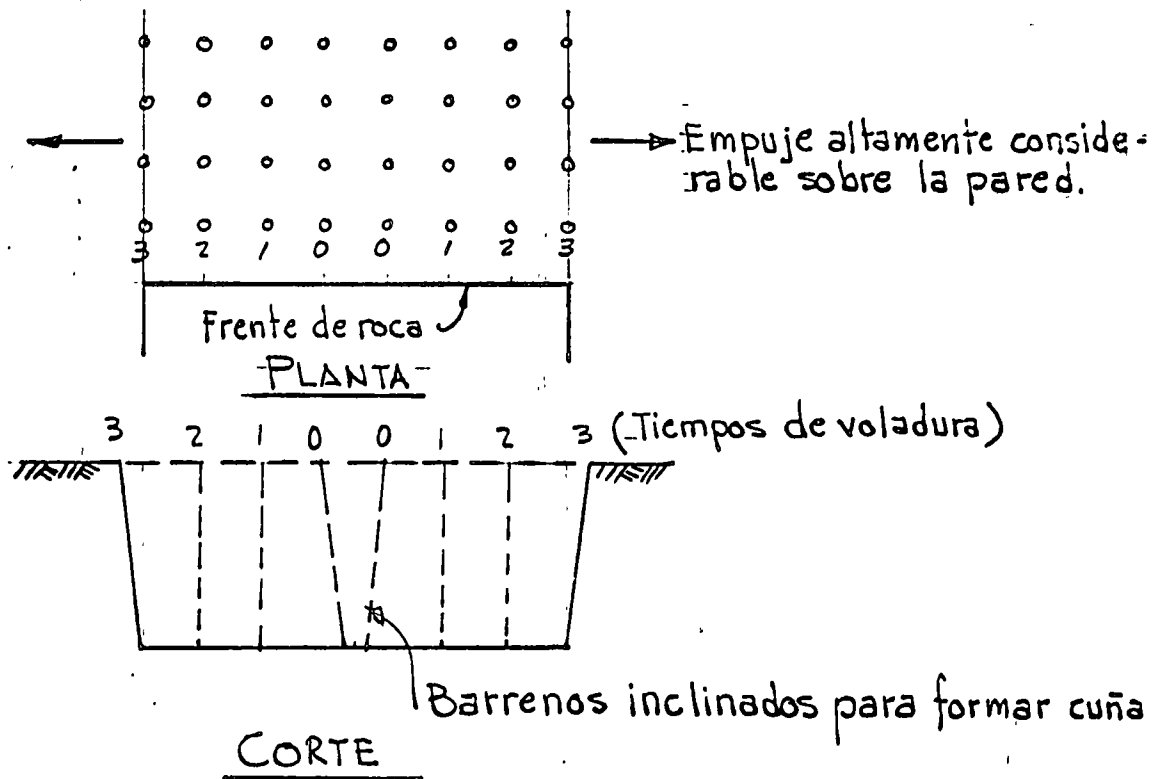
A continuación indicaremos valores de taludes usuales en rocas:



Granitos, basaltos, lava: 1/4:1 a 1/2:1
 Areniscas masivas y calizas: 1/4:1 a 1/2:1
 Areniscas estratificadas, lutitas, calizas no masivas: 1/2:1 a 3/4:1
 Gneiss, esquistos, mármol: 1/4:1 a 1/2:1
 Pizarras: 1/2:1 a 3/4:1

6.1 Patrones de barrenación de banqueo

6.1.1 Voladura en cuña central



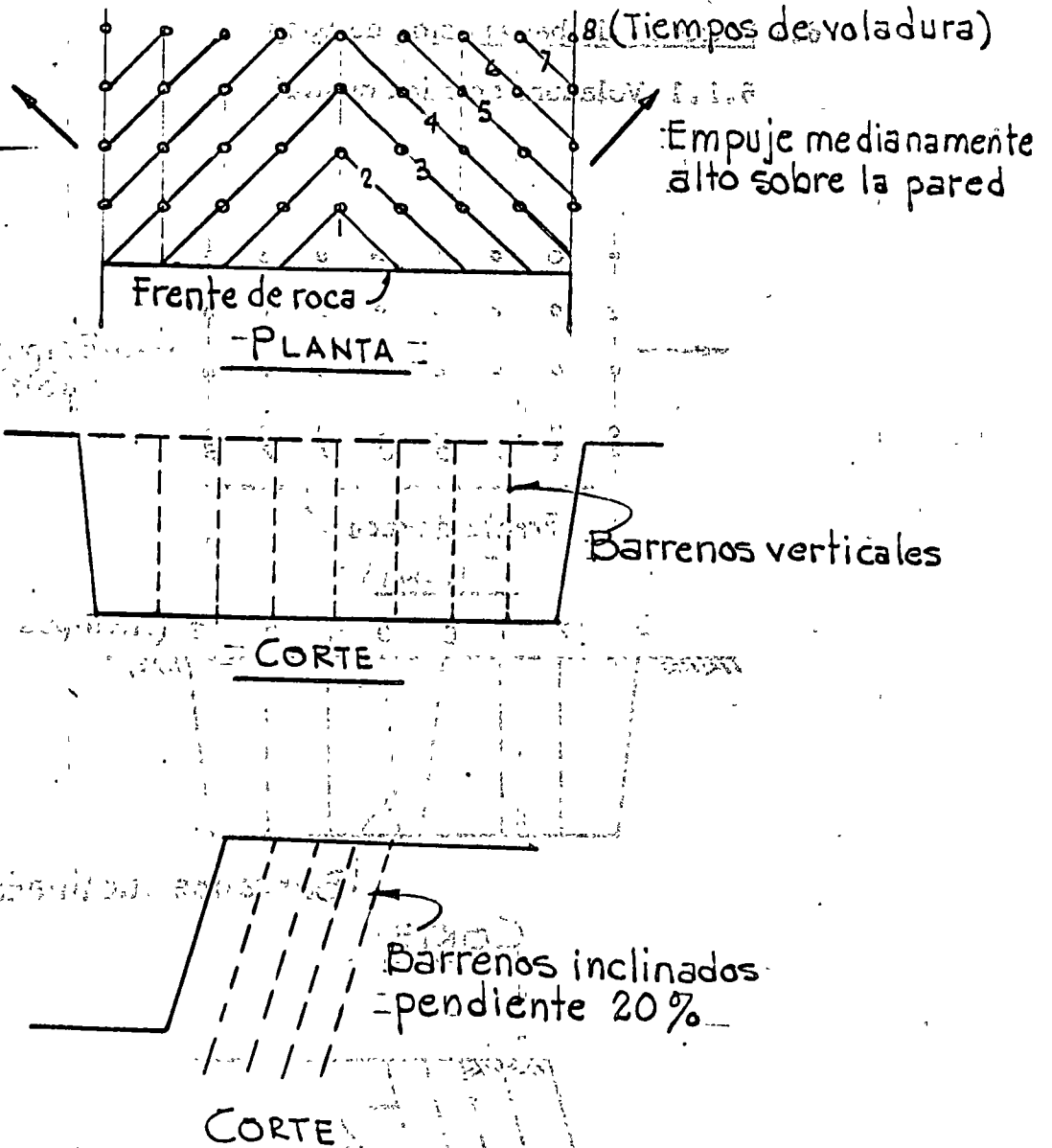


GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION EXP. No.
SUBGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES FECHA:
AUGUSTO RODIN 266, MEXICO 19, D.F.
TELEFONO: 863-37-00 ASUNTO:

Características:

Se obtiene alta fragmentación.
Se dañan notablemente los taludes de la excavación ya que la liberación de la energía de los explosivos tiene dirección perpendicular con los taludes.

6.1.2 Voladura en forma de V



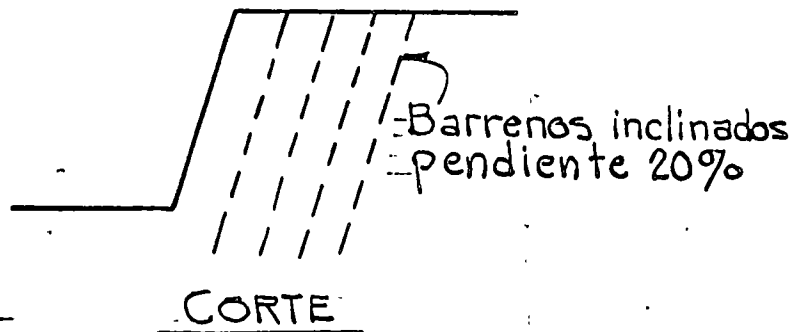
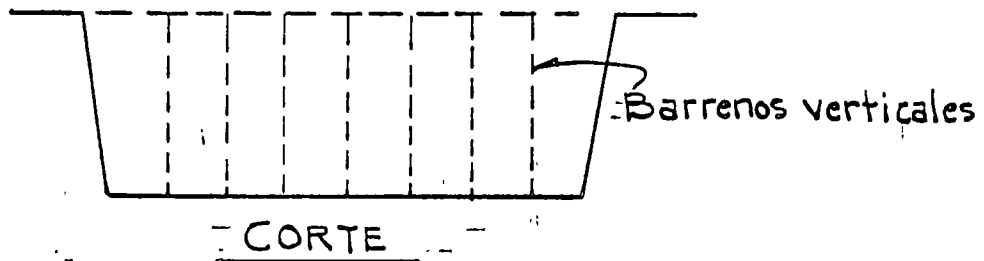
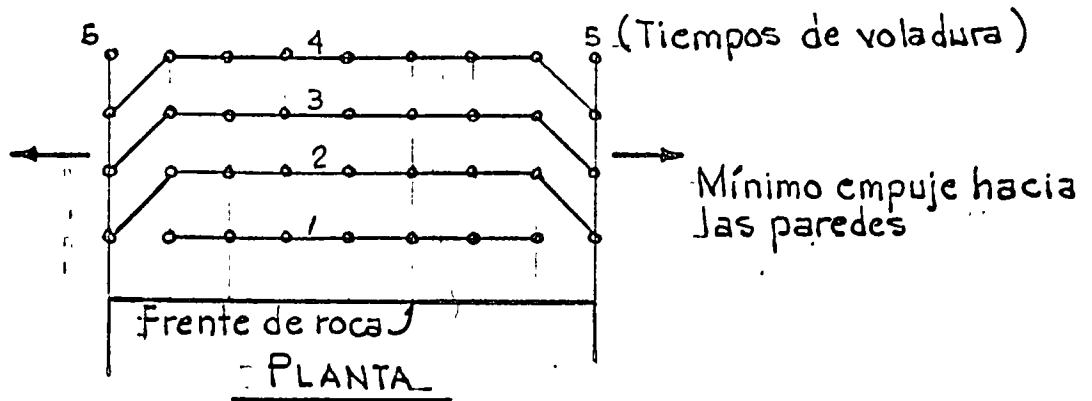
Características:

Se obtiene fragmentación máxima ya que se presenta fragmentación adicional mecánica por choque entre fragmentos de roca lanzados en sentidos opuestos.

El daño ocasionado en la roca de los taludes de la excavación es moderado.



6.1.3 Voladura en hileras múltiples



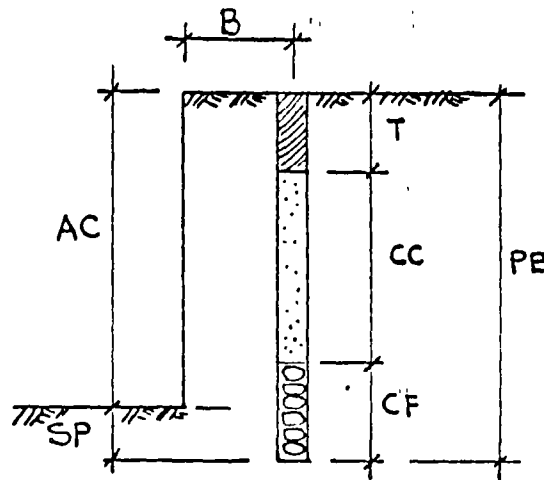
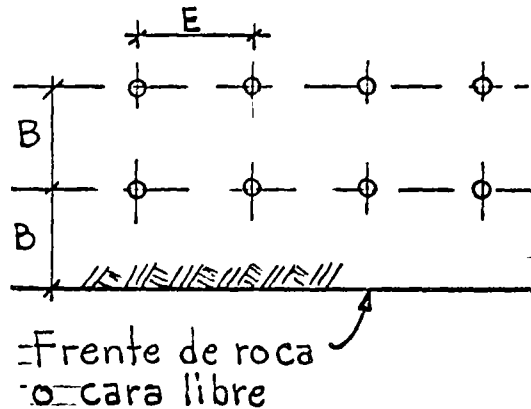
Características:

Se obtiene mínima fragmentación, es el método más usual para obtener bloques grandes de roca.

El daño ocasionado en la roca de los taludes de la excavación es mínimo.



A continuación se muestran unos esquemas con la nomenclatura usual de barrenación de banqueo:



- B = Dependiente del diámetro de la perforación
 = 33 Ø para (6" Ø 9") y a 40 Ø para (2 1/2" Ø 6")
 = Bordo = a la distancia entre el barreno y la cara libre y entre línea y línea de barrenos
- T = Taco = Retaque = Tapón de arcilla = B
- E = Espaciamiento = 1.2 B
- SP = Subperforación (perforación bajo el piso) = 0.3 B
- AC = Altura de la cara
- PB = Profundidad del barreno
- CF = Carga del fondo = 1.3 B
- CC = Carga de columna = PB - 2.3B



7. BIBLIOGRAFIA

1. H. Bolton Seed. Earth Slope Stability During Earthquakes. Earthquake Engineering, Robert L. Wiegel, Prentice Hall, 1970
2. Design of Surface and Near Surface Construction in Rock. Proceedings of the Eight Symposium on Rock Mechanics, Minnesota 1966
3. Laurits Bjerrum. The Third Terzaghi Lecture, Miami Florida, Feb. 1966. Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clays and Clay Shales.
4. Une méthode d'analyse a trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. Pierre Londe
5. Apuntes de la clase de Mecánica de Rocas, División de Estudios Superiores. Jesús Alberro Aramburu
6. Informe No. 2 sobre el análisis de estabilidad de la ladera izquierda del P.H. Chicoasén, Chis. Comisión Federal de Electricidad por A. Núñez, J. Fujigaki y R. Cuéllar
7. Técnica moderna de voladura de Rocas. N. Langefors y B. Kihlstrom
8. Como elegir el explosivo adecuado. José Guerrero Arcocha. VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil
9. Underground Rock Chambers. ASCE, enero 1971

ANEXO No. 1

FAMILIAS DE FRACTURAS QUE PUEDEN EXISTIR EN UNA MASA DE ROCA CON RASGOS DE TECTONISMO

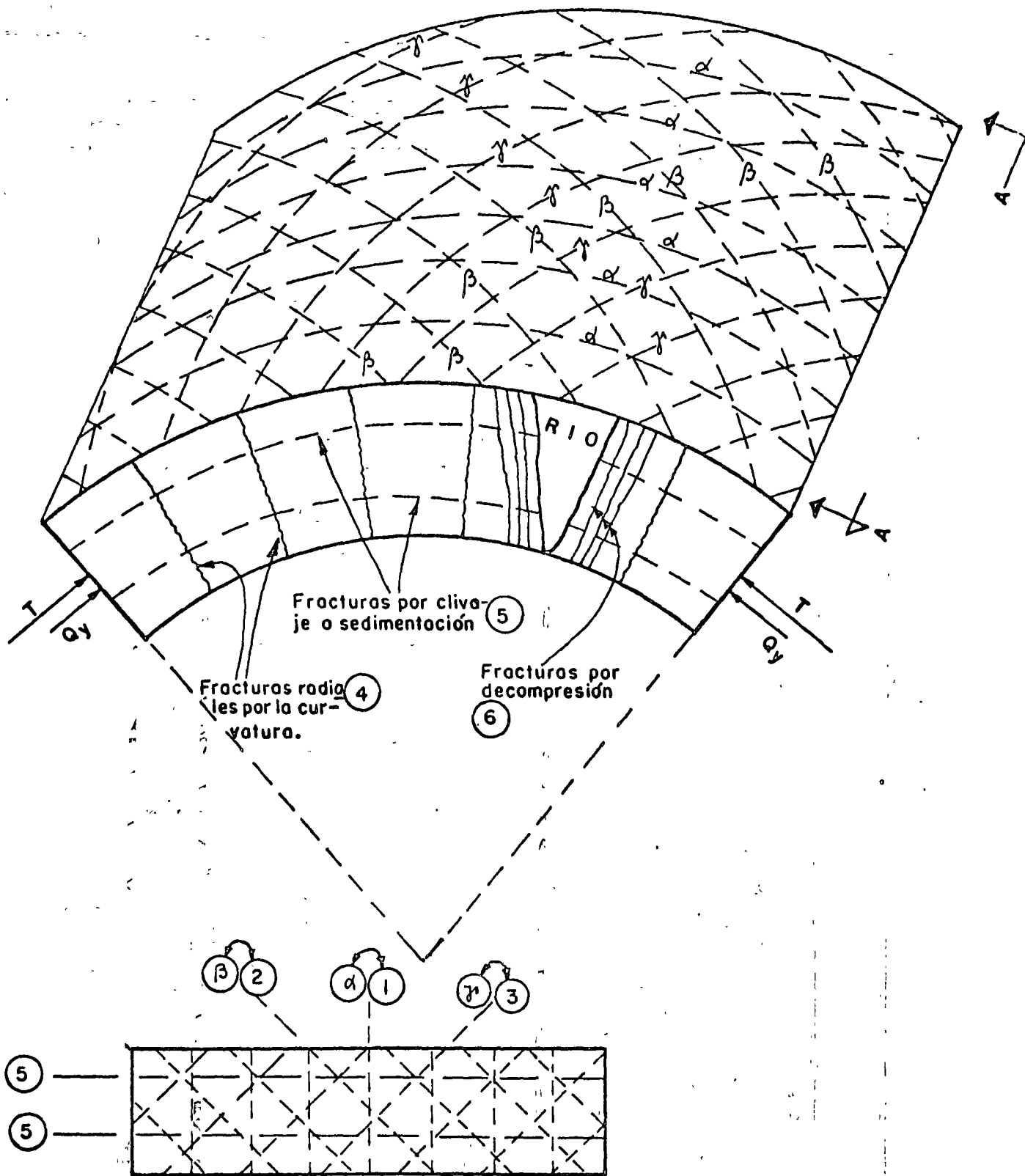
En la Fig. 1-A, se muestran las familias de fracturas que normalmente se presentan en estructuras de rocas plegadas, combinadas con otras familias de fracturas derivadas de la composición de las rocas y de las condiciones de flexión y de frontera del macizo rocoso.

A continuación enumeraremos las familias de fracturas.

(Por esfuerzos tectónicos que dan lugar a los plegamientos se generan tres familias de fracturas)

No. de familia

- | | | |
|---|----------|---|
| 1 | β | Tectónica, diagonal a la fuerza del plegamiento, presenta desplazamiento |
| 2 | γ | Tectónica, diagonal a la fuerza del plegamiento, presenta desplazamiento |
| 3 | α | Tectónica, paralela a la fuerza del plegamiento |
| 4 | | Ocasionada por tensión al flexionarse la roca, su existencia depende de la plasticidad de la roca |
| 5 | | Estratificación o clivaje en las siguientes rocas:
Sedimentarias: calizas, areniscas, lutitas, etc.
Ígneas intrusivas y extrusivas: dioritas, andesitas, riolitas, basaltos, etc.
Metamórficas: gneiss, pizarras, filitas, esquistos, etc. |
| 6 | | Ocasionadas por relajación de esfuerzos (stress relief) al labrar los ríos sus cauces. Son paralelas a los cauces y son muy importantes desde el punto de vista de estabilidad de taludes |
| 7 | | Debilidades en rocas calizas por disolución (estilolitos) |
| 8 | | Fracturas verticales por enfriamiento en rocas ígneas (basaltos, andesitas) |



VISTA A-A

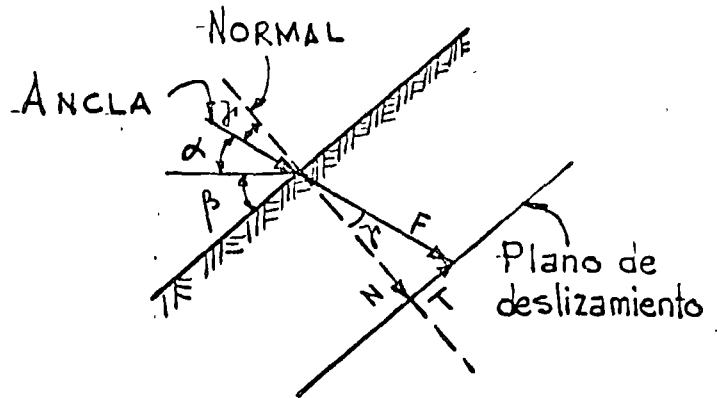
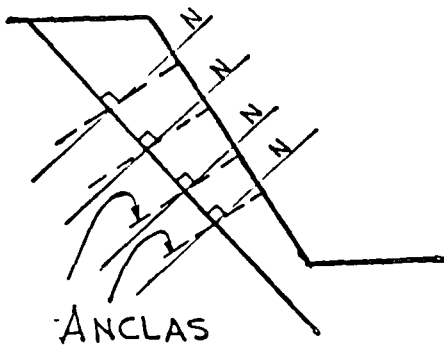
SECCION TRANSVERSAL MOSTRANDO EL CONJUNTO DE FAMILIAS DE FRACTURAS

ANEXO No. 2

RESISTENCIA ADICIONAL DE LAS ANCLAS EN LA SUPERFICIE DE FALIA

Las anclas de tensión tienen un mejor comportamiento si están inclinadas respecto a la normal al plano de deslizamiento ya que tendrán componente normal y tangencial en dicho plano.

La resistencia adicional del ancla (R) en la superficie de deslizamiento puede expresarse en función de la carga F de las anclas como se indica:



$$R = T + N \tan \phi$$

$$F \cos \gamma = F \sin (\alpha + \beta)$$

$$\left(\frac{\pi}{2} - (\alpha + \beta) \right) = \gamma$$

$$F \sin \gamma = F \cos (\alpha + \beta)$$

$$R = F \left[\cos (\alpha + \beta) + \sin (\alpha + \beta) \tan \phi \right]$$

el valor máximo de R es:

$$\frac{dR}{d\alpha} = 0 = -F \sin (\alpha + \beta) + F \cos (\alpha + \beta) \tan \phi$$

$$\tan \phi = \tan (\alpha + \beta) \therefore \phi = \alpha + \beta$$

Conocido β y conocido ϕ se puede conocer la α del ángulo de inclinación de las anclas.

UNE MÉTHODE D'ANALYSE A TROIS DIMENSIONS DE LA STABILITÉ D'UNE RIVE ROCHEUSE

par Pierre LONDE,

Ingénieur civil des Ponts et Chaussées
(Bureau d'Études COYNE et BELLIER)

RÉSUMÉ

L'analyse de la stabilité d'une rive rocheuse pouvant servir d'appui à un ouvrage est abordée par un calcul à trois dimensions. La rupture éventuelle est supposée résulter du glissement d'un volume rocheux sur des plans de discontinuité géologique. Les forces considérées sont les poids, les forces extérieures et les sous-pressions.

La formulation des équilibres limites est explicite. Les calculs numériques peuvent être faits à l'ordinateur électronique.

Une représentation graphique condensée des résultats permet de juger aisément du poids relatif des paramètres essentiels (coefficients de frottement, valeurs des sous-pressions) ce qui constitue un guide précieux pour l'ingénieur.

SUMMARY

An approach is made to analysing the stability of a rock bank capable of acting as an abutment for a structure through a three-dimensional calculation. Failure is assumed to result from the sliding of a rock volume on planes of geological discontinuity. The forces taken into consideration are the weights, the external forces and the uplift pressures.

The boundary states of equilibrium are explicitly formulated. The numerical calculations can be performed by electronic computer.

The relative influence of the essential parameters (friction coefficients, uplift values) can be easily assessed by an abridged graphical representation, and this is an invaluable guide to the engineer.

INTRODUCTION

Les problèmes de stabilité des rives rocheuses sont parmi les plus difficiles qui se posent à l'ingénieur. On les traite en général, faute de pouvoir faire mieux, par des calculs à deux dimensions. Mais les « coupes » planes nécessaires à la mise en équations d'un problème à deux dimensions sont souvent si peu justifiées que le calcul est dénué de toute signification. Une autre difficulté fondamentale tient à la détermination des propriétés mécaniques d'un

massif rocheux, qu'on sait être discontinu, anisotrope, et dans lequel les régimes d'écoulement et de pression de l'eau sont très mal connus.

Pour lever ces difficultés, une méthode a été mise au point, qui :

- a. aborde le problème dans les trois dimensions;
- b. permet de juger de l'influence sur la stabilité des valeurs des paramètres mécaniques et des sous-pressions.

Un certain nombre d'hypothèses simplificatrices ont dû être introduites. On verra qu'elles sont acceptables pour un massif rocheux fracturé ou faillé, alors qu'elles ne le seraient pas pour un sol. En d'autres termes, il s'agit d'une approche spécifique à la mécanique des roches.

Il convient de souligner qu'il ne s'agit nullement de déterminer un coefficient de sécurité, notion qui serait certainement tout à fait abusive dans le cadre de cette méthode, comme elle l'est d'ailleurs dans beaucoup d'autres.

I. Hypothèses.

1.1. Hypothèses géométriques (fig. 1).

On considère, dans la rive, un volume tétraédrique limité par :

- un plan (A, C, D), ou *plan 1*;
- un plan (B, C, D), ou *plan 2*;
- un plan (A, B, C), ou *plan 3*;
- une limite supérieure fermée par la portion de terrain naturel comprise entre les trois plans précédents.

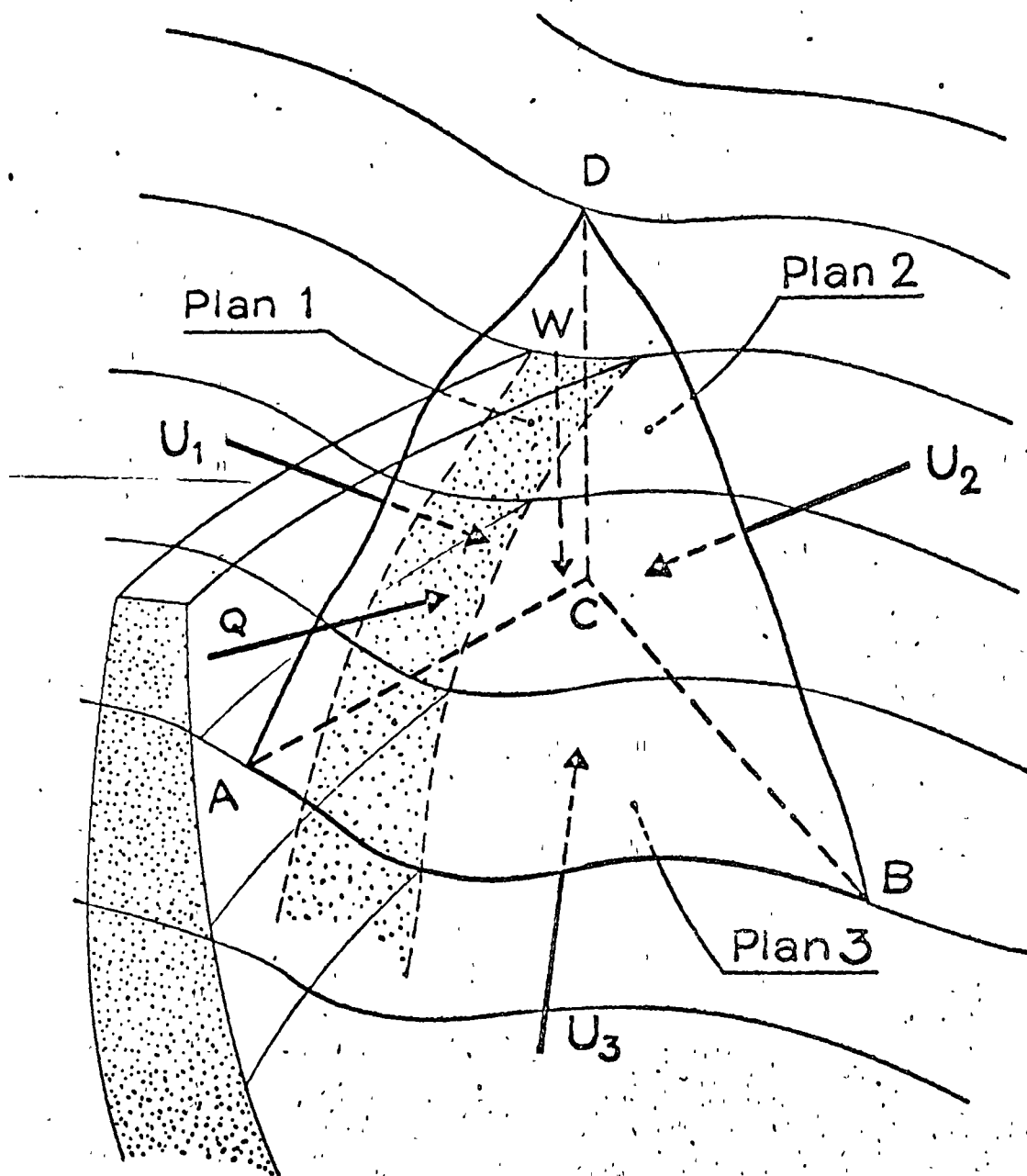


Fig. 1

Les trois plans seront en général choisis selon les discontinuités géologiques : stratification, schistosité, diaclases, failles, etc.

1.2. Hypothèses mécaniques.

Les hypothèses adoptées dans cette étude sont les suivantes :

1.21. On appelle *rupture*, par définition, le glissement du volume sur une (ou deux) de ses faces d'appui, après décollement des autres (ou de l'autre).

1.22. Le volume est indéformable.

Cette hypothèse, acceptable lorsqu'il s'agit d'étudier l'équilibre du volume soumis seulement aux forces de masse et aux sous-pressions, est beaucoup plus discutable lorsqu'on ajoute des forces extérieures appliquées par un ouvrage. Elle est toutefois admise ici dans tous les cas pour rendre le calcul abordable. On devra se rappeler cette hypothèse approchée lors de l'interprétation des résultats du calcul.

1.23. Les plans d'appui sont également *indéformables*.

1.24. On suppose que *la cohésion et la résistance à la traction sont nulles* le long des plans de contact. La résistance au cisaillement le long de ces faces ne dépend donc que du frottement et peut être caractérisée par un seul paramètre : l'angle de frottement effectif Φ' . Les différentes mesures faites sur des massifs rocheux justifient cette hypothèse, d'autant plus correcte que les échelles de dimensions et de temps sont plus grandes.

1.25. Ni les moments des forces en présence, ni les lois de distributions des contraintes sur chaque face ne sont pris en compte dans l'équilibre. Ces simplifications sont justifiées dans la mesure où l'on n'étudie que le glissement du volume sur ses faces d'appui.

1.3. Forcés.

Les forces prises en compte dans l'étude de la stabilité sont les suivantes :

1.31. Les forces directement appliquées.

Ce sont :

Le poids total \vec{W} qui comprend le poids \vec{W}_1 du volume rocheux et le poids \vec{W}_2 de la partie de l'ouvrage portée par ce volume.

La poussée Q de l'ouvrage, réduite à une force unique.

Les forces dues aux sous-pressions hydrostatiques $\vec{U}_1, \vec{U}_2, \vec{U}_3$, s'appliquant respectivement sur les plans 1, 2 et 3.

1.32. Les réactions des plans d'appui.

Elles sont désignées par $\vec{R}_1, \vec{R}_2, \vec{R}_3$.

La réaction \vec{R}_i appliquée au plan i peut être décomposée en :

- une force normale au plan i , soit \vec{N}_i
- une force tangentielle située dans le plan, soit \vec{T}_i : ceci se traduit par :

$$(1.3-1) \quad \vec{R}_i = \vec{N}_i + \vec{T}_i \quad (i = 1, 2, 3).$$

1.4. Principe du calcul.

A partir des forces directement appliquées au volume rocheux, on calcule les réactions des plans d'appui et l'on en déduit les angles de frottement nécessaires à l'équilibre.

Les résultats du calcul sont exposés sous forme d'une représentation graphique condensée qui permet, sans se fixer d'avance aucun des paramètres de frottement ou de sous-pression, de juger aisément de leur influence relative et par conséquent d'aborder la discussion des conditions d'équilibre du volume rocheux.

II. Définition des types de rupture possibles.

On appelle « Cas » l'ensemble de la géométrie d'un volume rocheux choisi et des forces qui lui sont directement appliquées. On pourra se donner autant de « Cas » que l'on voudra. L'étude qui suit est valable pour un « Cas » donné.

On appelle « Système » un type de rupture, *a priori* possible, car cinématiquement compatible, par glissement sur une ou deux des faces d'appui.

Ainsi pour l'étude de la stabilité d'un rive rocheuse l'ingénieur aura à choisir les différents « Cas » suggérés par la géologie et les données techniques, chaque cas étant ensuite analysé par le calcul qui mettra en évidence les conditions d'équilibre requises pour tous les « Systèmes ».

La rupture n'est possible, puisque le volume et

ses faces d'appui sont indéformables, que si l'un des plans ou deux des plans se soulèvent de leur appui. Nous dirons par abréviation qu'il y a alors

« ouverture » de la face. De la sorte les systèmes de rupture sont au nombre de six comme on le voit sur la figure 2.

Systeme	Nature du Glissement	Faces en contact	Faces ouvertes	Schéma
1	<i>Direction CB</i>	2 et 3	1	
2	<i>Direction CA</i>	3 et 1	2	
3	<i>Direction CD</i>	1 et 2	3	
1.2	<i>Dans le plan 3. Direction inconnue entre CB et CA</i>	3	1 et 2	
2.3	<i>Dans le plan 1. Direction inconnue entre CA et CD</i>	1	2 et 3	
3.1	<i>Dans le plan 2. Direction inconnue entre CD et CB</i>	2	3 et 1	

Fig 2

III. Analyse vectorielle des équilibres.

3.1. Définition des vecteurs directeurs.

Appelons \vec{V}_i le vecteur unitaire porté par la direction normale au plan i , et dirigé vers l'intérieur du volume rocheux étudié.

Les définitions du paragraphe 1.32. nous permettent d'écrire :

$$(3.1-1) \quad \left. \begin{aligned} \vec{N}_i \times \vec{V}_i &= \vec{0} \\ \vec{T}_i \cdot \vec{V}_i &= 0 \end{aligned} \right\} (i = 1, 2, 3)$$

N.B. Le signe \times désigne le produit vectoriel, ou produit extérieur.

Le signe \cdot désigne le produit scalaire, ou produit intérieur.

3.2. Conditions d'équilibre.

Les moments des forces n'étant pas pris en compte, le point d'application de chacune d'entre elles peut être choisi arbitrairement. Supposons que toutes les forces ont des supports concourants et désignons par \vec{R} la résultante des forces directement appliquées.

$$(3.2-1) \quad \vec{R} = \vec{W} + \vec{Q} + \sum_{i=1}^3 \vec{U}_i$$

Pour chaque système envisagé l'équation d'équilibre s'écrit :

$$(3.2-2) \quad \vec{R} + \sum_{i=1}^3 \vec{R}_i = \vec{0}$$

3.3. Conditions de compatibilité cinématique. Tests.

Les conditions de compatibilité cinématique expriment que, pour un système donné, certaines des faces du volume sont en contact avec leur appui et que les autres faces sont ouvertes.

3.31. Définition des indices.

Avant d'expliciter ces conditions, définissons les indices i, j et k par les relations suivantes :

$$(3.3-1) \quad \begin{aligned} i &= i \quad (= 1, \text{ ou } 2, \text{ ou } 3) \\ j &= \begin{cases} i+1 & \text{si } i+1 \leq 3 \\ i-2 & \text{si } i+1 > 3 \end{cases} \\ k &= \begin{cases} i+2 & \text{si } i+2 = 3 \\ i-1 & \text{si } i+2 > 3 \end{cases} \end{aligned}$$

3.32. Condition de contact.

Puisque nous avons supposé que les faces d'appui n'avaient aucune résistance à la traction, pour qu'une face i du volume soit en contact avec son appui il faut et il suffit que la réaction \vec{R}_i correspondante ait une composante normale dirigée vers l'intérieur du volume, donc dans le même sens que \vec{V}_i . Cette composante peut être nulle à la limite. La condition de contact du plan i s'écrit donc :

$$(3.3-2) \quad \vec{N}_i \cdot \vec{V}_i \geq 0$$

Cette inégalité est le test de contact du plan i , en notation vectorielle.

3.33. Condition d'ouverture.

a. Une seule face est ouverte. Système i ($i = 1, 2, 3$).

Supposons que la face ouverte soit la face i ; le volume glisse alors dans la direction de l'arête commune aux faces j et k . Pour ce faire il est nécessaire que la résultante \vec{R} des forces appliquées ait une composante sur cette arête qui tende à ouvrir le plan i , c'est-à-dire qui ait même sens que le vecteur $\vec{V}_k \times \vec{V}_j$, l'autre composante de \vec{R} étant dans un plan normal à l'arête.

Ceci se traduit par :

$$(3.3-3) \quad \vec{R} \cdot (\vec{V}_k \times \vec{V}_j) \geq 0$$

Cette inégalité est le test d'ouverture en notation vectorielle. D'autre part, les composantes tangentielles des réactions \vec{R}_j et \vec{R}_k ont la même direction que le mouvement mais ont le sens opposé. Ces composantes, \vec{T}_j et \vec{T}_k , sont parallèles à l'arête commune aux deux plans j et k , ce qui s'exprime par :

$$(3.3-4) \quad \begin{aligned} \vec{T}_j \cdot \vec{V}_k &= 0 \\ \vec{T}_k \cdot \vec{V}_j &= 0 \end{aligned}$$

Enfin, puisqu'il n'y a pas contact sur la face i , la réaction correspondante \vec{R}_i est nulle, c'est-à-dire :

$$(3.3-5) \quad \begin{aligned} \vec{N}_i &= \vec{0} \\ \vec{T}_i &= \vec{0} \end{aligned}$$

b. Deux faces sont ouvertes (Système i, j); ($i = 1, 2, 3$).

Soient i et j les deux faces ouvertes, le glissement se faisant sur le plan k . Le plan k étant le seul à supporter les forces appliquées, on a $\vec{R}_k = \vec{R}$. Par conséquent la projection orthogonale \vec{R}'_k de \vec{R} sur le plan k est égale et opposée à \vec{T}_k , composante tangentielle de \vec{R}_k . C'est-à-dire que \vec{R}'_k est de même sens que le mouvement.

Considérons, dans le plan k , les vecteurs :

$$\vec{I}_{ki} = \vec{V}_i \times \vec{V}_k$$

et :

$$\vec{I}_{jk} = \vec{V}_k \times \vec{V}_j$$

Le premier est porté par l'arête commune aux plans i et k , le second par l'arête commune aux plans j et k (fig. 3). Pour que l'ouverture simultanée

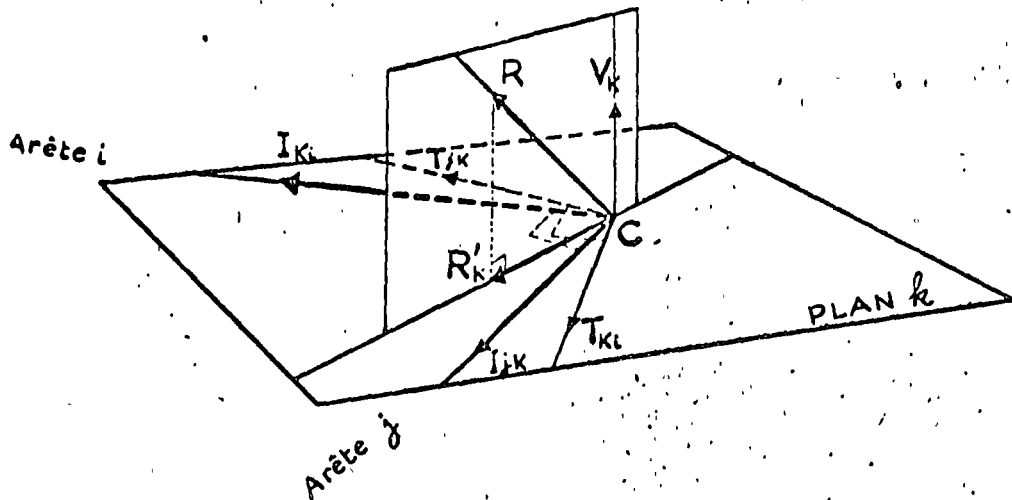


Fig 3

des faces i et j soit possible, par glissement sur le plan k , il faut et il suffit que \vec{R}'_k soit dans l'angle saillant compris entre les vecteurs \vec{I}_{jk} et \vec{I}_{ki} .

Si l'on définit deux nouveaux vecteurs, orthogonaux respectivement à \vec{I}_{ki} et \vec{I}_{jk} ,

$$\begin{aligned} \vec{T}_{ki} &= \vec{V}_k \times \vec{I}_{ki} \\ \vec{T}_{jk} &= \vec{I}_{jk} \times \vec{V}_k \end{aligned}$$

il faut et il suffit que la composante normale de \vec{R}'_k , donc de \vec{R} , sur chacun de ces vecteurs soit dans le même sens qu'eux, c'est-à-dire qu'on ait à la fois :

$$\begin{aligned} \vec{R} \cdot \vec{T}_{ki} &\geq 0 \\ \vec{R} \cdot \vec{T}_{jk} &\geq 0 \end{aligned}$$

En tenant compte des expressions précédentes de \vec{T}_{ki} et \vec{T}_{jk} , on obtient, par exemple :

$$\begin{aligned} \vec{T}_{ki} &= \vec{V}_k \times (\vec{V}_i \times \vec{V}_k) \\ \vec{T}_{ki} &= (\vec{V}_k \cdot \vec{V}_k) \vec{V}_i - (\vec{V}_k \cdot \vec{V}_i) \vec{V}_k \\ \vec{T}_{ki} &= \vec{V}_i - (\vec{V}_k \cdot \vec{V}_i) \vec{V}_k \end{aligned}$$

d'où :

$$(3.3-6) \quad \begin{cases} \vec{R} \cdot \vec{V}_i - (\vec{V}_k \cdot \vec{V}_i) (\vec{R} \cdot \vec{V}_k) \geq 0 \\ \vec{R} \cdot \vec{V}_j - (\vec{V}_k \cdot \vec{V}_j) (\vec{R} \cdot \vec{V}_k) \geq 0 \end{cases}$$

Ces deux inégalités sont les tests d'ouverture, en notation vectorielle.

Enfin, pour exprimer que les faces i et j sont effectivement ouvertes, il faut écrire que \vec{R}_i et \vec{R}_j sont nuls, soit :

$$(3.3-7) \quad \begin{cases} \vec{N}_i = \vec{0} & \vec{T}_i = \vec{0} \\ \vec{N}_j = \vec{0} & \vec{T}_j = \vec{0} \end{cases}$$

3.4. Définition des angles de frottement assurant l'équilibre.

Le calcul permettant de déterminer à l'équilibre, et pour chaque système, les relations :

$$\vec{R}_i = \vec{N}_i + \vec{T}_i$$

les coefficients de frottement sont définis par :

$$(3.4-1) \quad \text{tg } \Phi'_j = \frac{\text{mod } \vec{T}_j}{\text{mod } \vec{N}_j}$$

(mod \vec{A} signifie module du vecteur A).

3.5. Tableaux récapitulatifs.

Conventions : $\vec{A} \cdot \vec{B}$ produit scalaire
 $\vec{A} \times \vec{B}$ produit vectoriel

Règle des indices.

$$i = i \quad (= 1, \text{ ou } 2 \text{ ou } 3)$$

$$j = \begin{cases} i+1 & \text{si } i+1 \leq 3 \\ i-2 & \text{si } i+1 > 3 \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} i+2 & \text{si } i+2 = 3 \\ i-2 & \text{si } i+2 > 3 \end{cases}$$

Équations générales.

$$\vec{R} = \vec{W} + \vec{Q} + \sum_{i=1}^3 \vec{U}_i \quad \text{équation d'équilibre}$$

$$\vec{R}_i = \vec{N}_i + \vec{T}_i \quad \text{réaction de l'appui d'indice } i.$$

Vecteurs directeurs.

\vec{V}_i = Vecteur unitaire normal au plan d'indice i et dirigé vers l'intérieur du volume.

TABLEAU I

Systemes i ($i=1, 2, 3$). — Le plan i est ouvert, les plans j et k sont au contact.

Plan i ouvert.....	$\vec{N}_i = \vec{0}$	(1)
	$\vec{T}_i = \vec{0}$	(2)
Définition des vecteurs réaction.....	$\vec{N}_j \times \vec{V}_j = \vec{0}$	(3)
	$\vec{T}_j \cdot \vec{V}_j = 0$	(4)
	$\vec{N}_k \times \vec{V}_k = \vec{0}$	(5)
	$\vec{T}_k \cdot \vec{V}_k = 0$	(6)

Mouvement le long de \vec{I}_{jk} ..	$\vec{T}_j \cdot \vec{V}_k = 0$	(7)
	$\vec{T}_k \cdot \vec{V}_j = 0$	(8)
Condition d'équilibre.....	$\vec{R} + \vec{N}_j + \vec{N}_k + \vec{T}_j + \vec{T}_k = \vec{0}$	(9)
Conditions de contact.....	$\vec{N}_j \cdot \vec{V}_j \geq 0$	test 1
	$\vec{N}_k \cdot \vec{V}_k \geq 0$	test 2
Condition d'ouverture.....	$\vec{R} \cdot (\vec{V}_k \times \vec{V}_j) \geq 0$	test 3
Coefficients de frottement à l'équilibre.....	$\text{tg } \Phi'_j = \frac{\text{mod } \vec{T}_j}{\text{mod } \vec{N}_j}$	
	$\text{tg } \Phi'_k = \frac{\text{mod } \vec{T}_k}{\text{mod } \vec{N}_k}$	

TABLEAU II

Systemes i, j ($i=1, j=2, i=2, j=3, i=3, j=1$)
 Les plans i et j sont ouverts, le plan k est en contact.

Plan i ouvert.....	$\vec{N}_i = \vec{0}$	(1)
	$\vec{T}_i = \vec{0}$	(2)
Plan j ouvert.....	$\vec{N}_j = \vec{0}$	(3)
	$\vec{T}_j = \vec{0}$	(4)
Définition du vecteur réaction.....	$\vec{N}_k \times \vec{V}_k = \vec{0}$	(5)
	$\vec{T}_k \cdot \vec{V}_k = 0$	(6)
Condition d'équilibre.....	$\vec{R} + \vec{N}_k + \vec{T}_k = \vec{0}$	(7)
Condition de contact.....	$\vec{N}_k \cdot \vec{V}_k \geq 0$	test 1
Conditions d'ouverture.....	$\vec{R} \cdot \vec{V}_i - (\vec{V}_k \cdot \vec{V}_i) (\vec{R} \cdot \vec{V}_k) \geq 0$	test 2
	$\vec{R} \cdot \vec{V}_j - (\vec{V}_k \cdot \vec{V}_j) (\vec{R} \cdot \vec{V}_k) \geq 0$	test 3
Coefficient de frottement à l'équilibre.....	$\text{tg } \Phi'_k = \frac{\text{mod } \vec{T}_k}{\text{mod } \vec{N}_k}$	

IV. Calcul analytique des systèmes.

4.1. Choix des axes de coordonnées cartésiennes.

Le calcul qui suit admet un trièdre trirectangle de référence quelconque. Puisque, par hypothèse, la méthode ne tient pas compte des moments des forces en présence on peut définir chaque vecteur par trois paramètres seulement.

4.2. Définition des vecteurs.

Les différents vecteurs qui seront utilisés au cours du calcul sont :

— les vecteurs unitaires normaux aux faces :

$$\vec{V}_i \begin{cases} a_i \\ b_i \\ c_i \end{cases}$$

avec :

$$(4.2-1) \quad a_i^2 + b_i^2 + c_i^2 = 1$$

— le poids total :

$$\vec{W} \begin{cases} W_x \\ W_y \\ W_z \end{cases}$$

— la poussée de l'ouvrage :

$$\vec{Q} \begin{cases} Q_x \\ Q_y \\ Q_z \end{cases}$$

— les forces dues aux sous-pressions :

$$\vec{U}_i = U_i \cdot \vec{V}_i \begin{cases} a_i & U_i \\ b_i & U_i \\ c_i & U_i \end{cases}$$

— la résultante générale des forces appliquées. :

$$\vec{R} = \vec{W} + \vec{Q} + \sum_{i=1}^3 \vec{U}_i \begin{cases} R_x = W_x + Q_x + \sum_{i=1}^3 a_i U_i \\ R_y = W_y + Q_y + \sum_{i=1}^3 b_i U_i \\ R_z = W_z + Q_z + \sum_{i=1}^3 c_i U_i \end{cases}$$

— les réactions des plans d'appui :

$$\vec{R}_i = \vec{N}_i + \vec{T}_i \begin{cases} X_{Ni} + X_{Ti} \\ Y_{Ni} + Y_{Ti} \\ Z_{Ni} + Z_{Ti} \end{cases}$$

4.3. Calcul.

4.31. Systèmes i ($i = 1, \text{ ou } 2, \text{ ou } 3$).

4.311. Mise en équations.

Le tableau I donne les équations vectorielles relatives aux systèmes i . On en déduit le système d'équations suivant, les numéros des équations vectorielles étant rappelés dans la colonne de gauche.

$$(1) \begin{cases} X_{Ni} = 0 \\ Y_{Ni} = 0 \\ Z_{Ni} = 0 \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} X_{Ti} = 0 \\ Y_{Ti} = 0 \\ Z_{Ti} = 0 \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} c_j Y_{Nj} - b_j Z_{Nj} = 0 \\ a_j Z_{Nj} - c_j X_{Nj} = 0 \end{cases}$$

$$(4) \quad a_j X_{Tj} + b_j Y_{Tj} + c_j Z_{Tj} = 0$$

$$(5) \begin{cases} c_k Y_{Nk} - b_k Z_{Nk} = 0 \\ a_k Z_{Nk} - c_k X_{Nk} = 0 \end{cases}$$

$$(6) \quad a_k X_{Tk} + b_k Y_{Tk} + c_k Z_{Tk} = 0$$

$$(7) \quad a_k X_{Tj} + b_k Y_{Tj} + c_k Z_{Tj} = 0$$

$$(8) \quad a_j X_{Tk} + b_j Y_{Tk} + c_j Z_{Tk} = 0$$

$$(9) \begin{cases} X_{Nj} + X_{Nk} + X_{Tj} + X_{Tk} + R_x = 0 \\ Y_{Nj} + Y_{Nk} + Y_{Tj} + Y_{Tk} + R_y = 0 \\ Z_{Nj} + Z_{Nk} + Z_{Tj} + Z_{Tk} + R_z = 0 \end{cases}$$

Les coefficients de frottement $\text{tg } \Phi'_j$ et $\text{tg } \Phi'_k$ ont pour expressions :

$$\text{tg } \Phi'_j = \sqrt{\frac{X_{Tj}^2 + Y_{Tj}^2 + Z_{Tj}^2}{X_{Nj}^2 + Y_{Nj}^2 + Z_{Nj}^2}}$$

$$\text{tg } \Phi'_k = \sqrt{\frac{X_{Tk}^2 + Y_{Tk}^2 + Z_{Tk}^2}{X_{Nk}^2 + Y_{Nk}^2 + Z_{Nk}^2}}$$

4.312. Résolution du système d'équations.

Le système comprenant 17 équations linéaires et 18 inconnues, la solution dépend linéairement d'un paramètre arbitraire. En portant la solution, fonction du paramètre, dans les expressions de $\text{tg } \Phi'_i$ et $\text{tg } \Phi'_k$ et en éliminant ce paramètre entre les deux équations obtenues, on obtient une relation en $\text{tg } \Phi'_i$ et $\text{tg } \Phi'_k$.

Cette relation est linéaire et de la forme :

$$(4.3-2) \quad \frac{\text{tg } \Phi'_k}{A_i} + \frac{\text{tg } \Phi'_i}{B_i} = 1$$

Posons :

$$(4.3-3) \quad S_{ij} = a_i a_j + b_i b_j + c_i c_j$$

on a évidemment :

$$S_{ij} = S_{ji}$$

et :

$$S_{ii} = 1 \quad \text{d'après (4.2-1)}$$

Après discussion sur les signes des différents termes on peut écrire :

$$(4.3-4) \quad A_i = \frac{\sqrt{1-S_{jk}} [(b_k c_j - c_k b_j) R_x + (c_k a_j - a_k c_j) R_y + (a_k b_j - b_k a_j) R_z]}{(a_j S_{jk} - a_k) R_x + (b_j S_{jk} - b_k) R_y + (c_j S_{jk} - c_k) R_z}$$

$$B_i = \frac{\sqrt{1-S_{jk}} [(b_k c_j - c_k b_j) R_x + (c_k a_j - a_k c_j) R_y + (a_k b_j - b_k a_j) R_z]}{(a_k S_{jk} - a_j) R_x + (b_k S_{jk} - b_j) R_y + (c_k S_{jk} - c_j) R_z}$$

4.313. Représentation graphique.

Dans le système d'axes rectangulaires $\text{tg } \Phi'_k$, $\text{tg } \Phi'_i$, l'équation (4.3-2) représente une droite qui coupe l'axe $\text{tg } \Phi'_k$ en un point d'abscisse égale à A_i et l'axe $\text{tg } \Phi'_i$ en un point d'ordonnée égale à B_i (fig. 4).

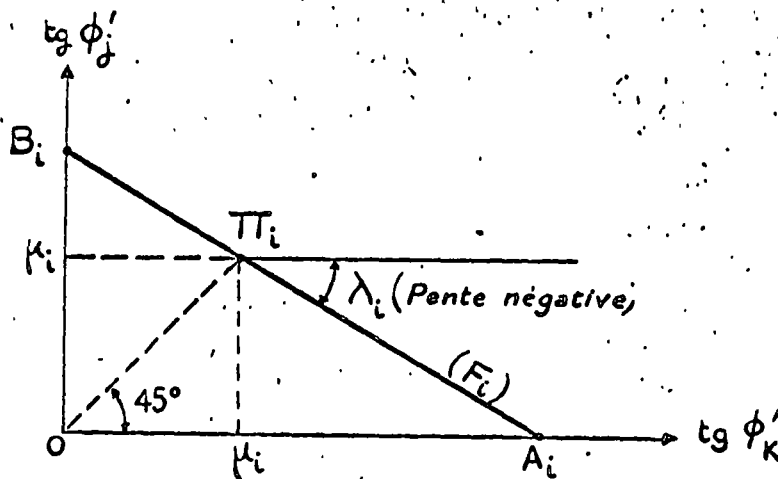


Fig 4

La droite F_i donne la relation linéaire que doivent vérifier $\text{tg } \Phi'_i$ et $\text{tg } \Phi'_k$ pour que le volume soit en équilibre limite.

4.314. Tests.

Le système i existe dans le domaine vérifiant l'ensemble des trois tests suivants, déduits des expressions vectorielles du tableau I :

$$(4.3-5) \quad \left. \begin{aligned} (a_k S_{jk} - a_j) R_x + (b_k S_{jk} - b_j) R_y + (c_k S_{jk} - c_j) R_z &\geq 0 && \text{test 1} \\ (a_j S_{jk} - a_k) R_x + (b_j S_{jk} - b_k) R_y + (c_j S_{jk} - c_k) R_z &\geq 0 && \text{test 2} \\ (b_k c_j - c_k b_j) R_x + (c_k a_j - a_k c_j) R_y + (a_k b_j - b_k a_j) R_z &\geq 0 && \text{test 3} \end{aligned} \right\}$$

4.32. Systèmes i, j . ($i = 1, j = 2$, ou $i = 2, j = 3$, ou $i = 3, j = 1$).

4.321. Misc en équations.

Le tableau II donne les équations vectorielles relatives aux systèmes i, j . On en déduit le système d'équations suivant, les numéros des équations vectorielles étant rappelés à gauche :

$$\begin{array}{l}
 (1) \left\{ \begin{array}{l} X_{Ni} = 0 \\ Y_{Ni} = 0 \\ Z_{Ni} = 0 \end{array} \right. \quad (2) \left\{ \begin{array}{l} X_{Ti} = 0 \\ Y_{Ti} = 0 \\ Z_{Ti} = 0 \end{array} \right. \quad (3) \left\{ \begin{array}{l} X_{Nj} = 0 \\ Y_{Nj} = 0 \\ Z_{Nj} = 0 \end{array} \right. \quad (4) \left\{ \begin{array}{l} X_{Tj} = 0 \\ Y_{Tj} = 0 \\ Z_{Tj} = 0 \end{array} \right. \\
 (5) \left\{ \begin{array}{l} c_k Y_{Nk} - b_k Z_{Nk} = 0 \\ a_k Z_{Nk} - c_k Y_{Nk} = 0 \end{array} \right. \quad (7) \left\{ \begin{array}{l} X_{Nk} + X_{Tk} + R_x = 0 \\ Y_{Nk} + Y_{Tk} + R_y = 0 \\ Z_{Nk} + Z_{Tk} + R_z = 0 \end{array} \right. \\
 (6) \quad a_k X_{Tk} + b_k Y_{Tk} + c_k Z_{Tk} = 0
 \end{array}$$

Le coefficient de frottement, $\text{tg } \Phi'_k$ a pour expression :

$$(4.3-6) \quad \text{tg } \Phi'_k = \sqrt{\frac{X'_{ik} + Y'_{ik} + Z'_{ik}}{X'_{ik} + Y'_{ik} + Z'_{ik}}}$$

4.322. Résolution du système d'équations.

Le système linéaire comprend 18 équations à 18 inconnues et admet donc une solution unique. Cette solution, reportée dans l'équation (4.3-6), conduit à la valeur de $\text{tg } \Phi'_k$:

$$(4.3-7) \quad \text{tg } \Phi'_k = \frac{-\sqrt{(b_k R_x - c_k R_y)^2 + (c_k R_x - a_k R_z)^2 + (a_k R_y - b_k R_z)^2}}{a_k R_x + b_k R_y + c_k R_z}$$

4.323. Tests.

Le système i, j existe dans le domaine vérifiant l'ensemble des trois tests suivants, déduits des expressions vectorielles du tableau II :

$$(4.3-8) \quad \left\{ \begin{array}{l} -a_k R_x - b_k R_y - c_k R_z \geq 0 \quad \text{test 1} \\ (a_i - a_k S_{ik}) R_x + (b_i - b_k S_{ik}) R_y + (c_i - c_k S_{ik}) R_z \geq 0 \quad \text{test 2} \\ (a_j - a_k S_{jk}) R_x + (b_j - b_k S_{jk}) R_y + (c_j - c_k S_{jk}) R_z \geq 0 \quad \text{test 3} \end{array} \right.$$

V. Présentation graphique des résultats.

5.1. Régionnement de l'espace U_1, U_2, U_3 .

Les tests mis en évidence au cours de l'étude, s'expriment par des inégalités dont les premiers membres sont des fonctions linéaires de R_x, R_y et R_z . Si nous supposons données les forces \vec{W} et \vec{Q} et variables, ou inconnues, les forces \vec{U}_1, \vec{U}_2 et \vec{U}_3 , les composantes R_x, R_y et R_z , et par suite les premiers membres des tests, sont des fonctions linéaires de U_1, U_2 et U_3 .

Les trois tests d'un même système délimitent le domaine de validité de ce système dans l'espace à trois dimensions U_1, U_2, U_3 . Il est possible de se ramener à deux dimensions en prenant $U_3 = 0$, sans rien perdre de la généralité de l'étude, ainsi

qu'on le verra plus loin (§ 5.5). Dans ces conditions chaque test représente dans le plan U_1, U_2 , une droite délimitant deux demi-plans dont un seul convient. A chaque système est attaché un groupe de trois tests. Le domaine de validité d'un système donné sera donc la région commune aux trois demi-plans satisfaisant les trois tests de ce système.

Faisant de même pour chaque système, on aboutira à un régionnement du plan U_1, U_2 dont on ne retiendra évidemment que la partie comprise dans le quadrant $U_1 \geq 0, U_2 \geq 0$.

5.2. Les tests et les droites limites.

Lorsqu'on compare entre eux les différents tests, donnés par (4.3-5) et (4.3-8), pour toutes les permutations des indices i, j, k , on constate que l'on peut les grouper deux par deux, seul le sens de l'iné-

galité différant dans chaque paire; cela signifie que, si les systèmes existent, ils seront adjacents deux à deux dans le régionnement. On aura les correspondances suivantes :

- Système 1 adjacent aux systèmes 1.2 et 3.1;
- Système 2 adjacent aux systèmes 2.3 et 1.2;
- Système 3 adjacent aux systèmes 3.1 et 2.3;
- Système 1.2 adjacent aux systèmes 1 et 2;
- Système 2.3 adjacent aux systèmes 2 et 3;
- Système 3.1 adjacent aux systèmes 3 et 1.

Chaque test étant une fonction linéaire de U_1 et U_2 (avec $U_3 = 0$) il peut être mis sous la forme :

$$(5.2-1) \quad P_{m,n}U_1 + Q_{m,n}U_2 + R_{m,n} \geq 0,$$

dans laquelle m est le numéro du système, et n , le numéro du test. L'équation :

$$(5.2-2) \quad P_{m,n}U_1 + Q_{m,n}U_2 + R_{m,n} = 0$$

représente une droite $D_{m,n}$ appelée *droite limite n du système m*.

Pour faciliter l'écriture des indices, attribuons à chaque système, repéré par i ou i,j , un numéro de calcul par la correspondance suivante :

Système	Numéro de calcul m
1	1
2	2
3	3
1.2	4
2.3	5
3.1	6

La mise en place de la droite limite $D_{m,n}$ dans le plan U_1, U_2 peut être faite dès que l'on connaît $P_{m,n}, Q_{m,n}, R_{m,n}$.

Afin de permettre ultérieurement une meilleure interprétation des graphiques, l'équation (5.2-2) est légèrement modifiée. On préfère en effet exprimer les sous-pressions U_1 et U_2 en fractions décimales u_1 et u_2 des sous-pressions maximales totales U_{1T} et U_{2T} qui seront par exemple déduites de l'appli-

cation de la pression hydrostatique maximale à la totalité de la surface des plans 1 et 2 respectivement.

On aura :

$$(5.2-3) \quad \left. \begin{aligned} u_1 &= \frac{U_1}{U_{1T}} \\ u_2 &= \frac{U_2}{U_{2T}} \\ p_{m,n} &= P_{m,n} \cdot U_{1T} \\ q_{m,n} &= Q_{m,n} \cdot U_{2T} \\ r_{m,n} &= R_{m,n} \end{aligned} \right\}$$

et l'équation des droites limites (5.2-2) devient :

$$(5.2-4) \quad p_{m,n}u_1 + q_{m,n}u_2 + r_{m,n} = 0$$

Le tableau III donne les résultats du calcul des coefficients p, q, r permettant de tracer les droites limites. On constate (colonne des Remarques) que, grâce à l'existence de couples de valeurs égales et à la présence de coefficients indépendants des paramètres géométriques, le tableau des 54 coefficients n'exige le calcul que de 22 valeurs (voir p. 12 et 13).

Les régions de validité des systèmes sont données par les inégalités :

$$(5.2-5) \quad p_{m,n}u_1 + q_{m,n}u_2 + r_{m,n} \geq 0$$

Pour un système m , on considère les trois inégalités correspondant à $n = 1, n = 2$ et $n = 3$. La région de validité est la portion du plan commune aux trois demi-plans acceptables. Si une telle région n'existe pas on dira que le système « n'existe pas ».

5.3. Représentation graphique des systèmes i .

Un système i est, nous l'avons vu, caractérisé par une relation linéaire entre les coefficients de frottement des deux plans j et k au contact.

Rappelons que cette relation peut être mise sous la forme :

$$\frac{\text{tg } \Phi'_k}{A_t} + \frac{\text{tg } \Phi'_j}{B_t} = 1$$

Sa représentation graphique, dans le système d'axes $\text{tg } \Phi'_k, \text{tg } \Phi'_j$ est une droite (F_t) déterminée par un couple de valeurs A_t, B_t . (Voir figure 4.)

Mais il est apparu plus commode, pour la mise en place de la droite et surtout pour une compréhension et une interprétation rapides des résultats, d'adopter les paramètres suivants :

TABLEAU III

	m	n		Remarques
Système 1	1	1	$p_{1,1} = (S_{12}S_{23} - S_{13}) U_{1r}$ $q_{1,1} = [(S_{23})^2 - 1] U_{1r}$ $r_{1,1} = (a_2S_{23} - a_3)(W_x + Q_x) + (b_2S_{23} - b_3)(W_y + Q_y) + (c_2S_{23} - c_3)(W_z + Q_z)$	
		2	$p_{1,2} = (S_{12}S_{23} - S_{13}) U_{1r}$ $q_{1,2} = 0$ $r_{1,2} = (a_2S_{23} - a_3)(W_x + Q_x) + (b_2S_{23} - b_3)(W_y + Q_y) + (c_2S_{23} - c_3)(W_z + Q_z)$	= 0
		3	$p_{1,3} = [a_1(b_2c_3 - c_3b_2) + b_1(c_3a_2 - a_2c_3) + c_1(a_2b_3 - b_3a_2)] U_{1r}$ $q_{1,3} = 0$ $r_{1,3} = (b_2c_3 - c_3b_2)(W_x + Q_x) + (c_3a_2 - a_2c_3)(W_y + Q_y) + (a_2b_3 - b_3a_2)(W_z + Q_z)$	= 0
Système 2	2	1	$p_{2,1} = 0$ $q_{2,1} = (S_{12}S_{21} - S_{23}) U_{1r}$ $r_{2,1} = (a_1S_{12} - a_3)(W_x + Q_x) + (b_1S_{12} - b_3)(W_y + Q_y) + (c_1S_{12} - c_3)(W_z + Q_z)$	= 0
		2	$p_{2,2} = [(S_{12})^2 - 1] U_{1r}$ $q_{2,2} = (S_{23}S_{12} - S_{13}) U_{1r}$ $r_{2,2} = (a_2S_{12} - a_1)(W_x + Q_x) + (b_2S_{12} - b_1)(W_y + Q_y) + (c_2S_{12} - c_1)(W_z + Q_z)$	= $p_{1,1} \frac{U_{1r}}{U_{1r}}$
		3	$p_{2,3} = 0$ $q_{2,3} = [a_2(b_1c_3 - c_1b_3) + b_2(c_1a_3 - a_1c_3) + c_2(a_1b_3 - b_1a_3)] U_{1r}$ $r_{2,3} = (b_1c_3 - c_1b_3)(W_x + Q_x) + (c_1a_3 - a_1c_3)(W_y + Q_y) + (a_1b_3 - b_1a_3)(W_z + Q_z)$	= 0 = $p_{1,2} \frac{U_{1r}}{U_{1r}}$
Système 3	3	1	$p_{3,1} = [(S_{12})^2 - 1] U_{1r}$ $q_{3,1} = 0$ $r_{3,1} = (a_2S_{12} - a_1)(W_x + Q_x) + (b_2S_{12} - b_1)(W_y + Q_y) + (c_2S_{12} - c_1)(W_z + Q_z)$	= 0
		2	$p_{3,2} = 0$ $q_{3,2} = [(S_{12})^2 - 1] U_{1r}$ $r_{3,2} = (a_1S_{12} - a_2)(W_x + Q_x) + (b_1S_{12} - b_2)(W_y + Q_y) + (c_1S_{12} - c_2)(W_z + Q_z)$	= 0 = $p_{2,1} \frac{U_{1r}}{U_{1r}}$
		3	$p_{3,3} = 0$ $q_{3,3} = 0$ $r_{3,3} = (b_2c_1 - c_1b_1)(W_x + Q_x) + (c_2a_1 - a_2c_1)(W_y + Q_y) + (a_2b_1 - b_1a_1)(W_z + Q_z)$	= 0 = 0
Système I.2	4	1	$p_{4,1} = -S_{12} \cdot U_{1r}$ $q_{4,1} = -S_{23} \cdot U_{1r}$ $r_{4,1} = -a_3(W_x + Q_x) - b_3(W_y + Q_y) - c_3(W_z + Q_z)$	
		2	$p_{4,2} = [1 - (S_{12})^2] U_{1r}$ $q_{4,2} = (S_{12} - S_{23}S_{12}) U_{1r}$ $r_{4,2} = (a_1 - a_2S_{12})(W_x + Q_x) + (b_1 - b_2S_{12})(W_y + Q_y) + (c_1 - c_2S_{12})(W_z + Q_z)$	= - $p_{2,2}$ = - $q_{2,2}$ = - $r_{2,2}$
		3	$p_{4,3} = (S_{12} - S_{12}S_{23}) U_{1r}$ $q_{4,3} = [1 - (S_{23})^2] U_{1r}$ $r_{4,3} = (a_2 - a_3S_{23})(W_x + Q_x) + (b_2 - b_3S_{23})(W_y + Q_y) + (c_2 - c_3S_{23})(W_z + Q_z)$	= - $p_{1,1}$ = - $q_{1,1}$ = - $r_{1,1}$

TABEAU III (suite)

	m	n		Remarques
Système 2.3	5	1	$p_{5,1} = -U_{1r}$ $q_{5,1} = -S_{12} \cdot U_{1r}$ $r_{5,1} = -a_1 (W_x + Q_x) - b_1 (W_y + Q_y) - c_1 (W_z + Q_z)$	$= -U_{1r}$
		2	$p_{5,2} = 0$ $q_{5,2} = [1 - (S_{12})^2] U_{1r}$ $r_{5,2} = (a_2 - a_1 S_{12}) (W_x + Q_x) + (b_2 - b_1 S_{12}) (W_y + Q_y) + (c_2 - c_1 S_{12}) (W_z + Q_z)$	$= 0$ $= -q_{5,2}$ $= -r_{5,2}$
		3	$p_{5,3} = 0$ $q_{5,3} = (S_{22} - S_{12} S_{13}) U_{1r}$ $r_{5,3} = (a_3 - a_1 S_{12}) (W_x + Q_x) + (b_3 - b_1 S_{12}) (W_y + Q_y) + (c_3 - c_1 S_{12}) (W_z + Q_z)$	$= 0$ $= -q_{5,3}$ $= -r_{5,3}$
Système 3.1	6	1	$p_{6,1} = -S_{12} U_{1r}$ $q_{6,1} = -U_{1r}$ $r_{6,1} = -a_2 (W_x + Q_x) - b_2 (W_y + Q_y) - c_2 (W_z + Q_z)$	$= -q_{6,1} \frac{U_{1r}}{U_{1r}}$ $= -U_{1r}$
		2	$p_{6,2} = (S_{12} - S_{12} S_{22}) U_{1r}$ $q_{6,2} = 0$ $r_{6,2} = (a_2 - a_2 S_{22}) (W_x + Q_x) + (b_2 - b_2 S_{22}) (W_y + Q_y) + (c_2 - c_2 S_{22}) (W_z + Q_z)$	$= -p_{6,2}$ $= 0$ $= -r_{6,2}$
		3	$p_{6,3} = [1 - (S_{12})^2] U_{1r}$ $q_{6,3} = 0$ $r_{6,3} = (a_1 - a_2 S_{12}) (W_x + Q_x) + (b_1 - b_2 S_{12}) (W_y + Q_y) + (c_1 - c_2 S_{12}) (W_z + Q_z)$	$= -p_{6,3}$ $= 0$ $= -r_{6,3}$

La droite (F_i) passe par le point π_i de coordonnées égales :

$$(5.3-1) \quad \mu_i = \frac{A_i \cdot B_i}{A_i + B_i}$$

et elle a pour pente :

$$(5.3-2) \quad \lambda_i = -\frac{B_i}{A_i}$$

D'après les relations (4.3-4) A_i et B_i sont des fonctions homographiques de R_x, R_y, R_z et ont le même numérateur. Il s'ensuit que μ_i et λ_i sont des fonctions homographiques de $U_1, U_2, (U_3 = 0)$.

Dans la région de validité du système i , on peut donc tracer les deux faisceaux de droites $\mu_i = \text{constante}$ et $\lambda_i = \text{constante}$, dont les pôles sont d'ailleurs sur une ou plusieurs droites limites (fig. 5). Ainsi, pour chaque groupe de valeurs $U_1, U_2 (U_3 = 0)$ on obtient un point P_i , qui par interpolation fournit les valeurs correspondantes de μ_i et λ_i et permet la mise en place de la droite (F_i) sur le diagramme en $tg \Phi'_k, tg \Phi'_j$ (fig. 4).

Système 1 ($i = 1, j = 2, k = 3$).

En utilisant les équations (4.3-3), (4.3-4), (5.3-1) et (5.3-2) on obtient :

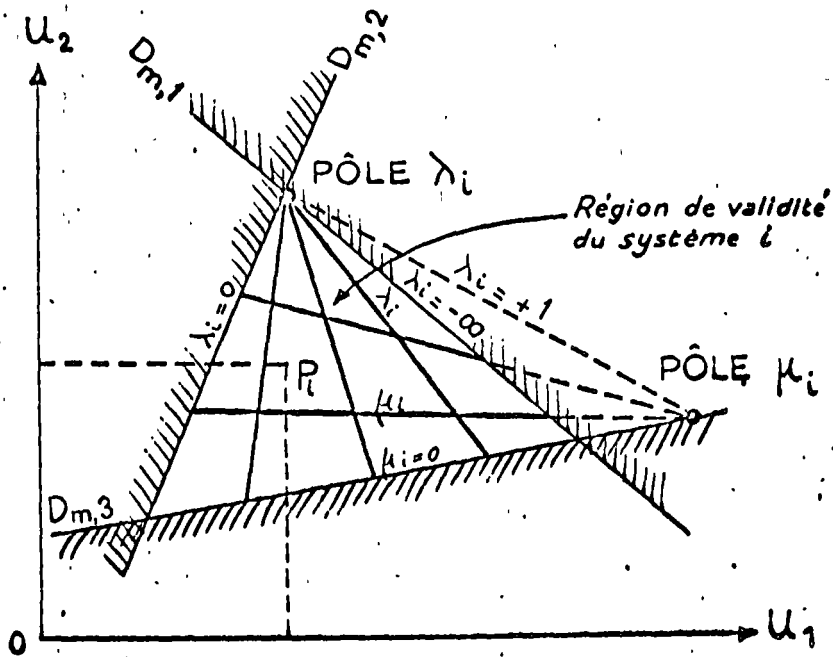
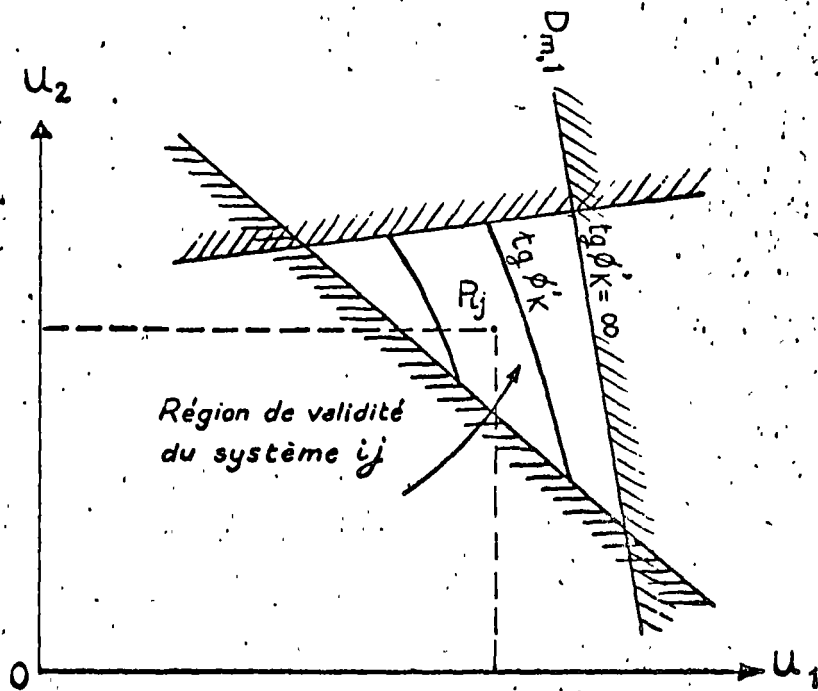
$$(5.3-3) \quad \left\{ \begin{aligned} \mu_1 &= \frac{\sqrt{1 - (S_{23})^2} (p_{1,2} u_1 + r_{1,2})}{(p_{1,1} + p_{1,2}) u_1 + q_{1,1} u_2 + (r_{1,1} + r_{1,2})} \\ \lambda_1 &= \frac{-p_{1,2} u_1 - r_{1,2}}{p_{1,1} u_1 + q_{1,1} u_2 + r_{1,1}} \end{aligned} \right.$$

Ces formules montrent que le pôle du faisceau des droites $\lambda_1 = \text{Cte}$ est à l'intersection des droites limites $D_{1,1}$ et $D_{1,2}$, et que le pôle du faisceau des droites $\mu_1 = \text{Cte}$ est à l'intersection des droites $D_{1,3}$ et $\lambda_1 = +1$.

On voit également que $\lambda_1 = 0$ est la droite $D_{1,2}$, $\lambda_1 = -\infty$ la droite $D_{1,1}$, $\mu_1 = 0$ la droite $D_{1,3}$, et $\mu_1 = \infty$ est confondue avec $\lambda_1 = +1$.

Système 2 ($i = 2, j = 3, k = 1$).

$$(5.3-4) \quad \left\{ \begin{aligned} \mu_2 &= \frac{\sqrt{1 - (S_{13})^2} (q_{2,3} u_2 + r_{2,3})}{p_{2,3} u_1 + (q_{2,1} + q_{2,3}) u_2 + (r_{2,1} + r_{2,3})} \\ \lambda_2 &= \frac{-p_{2,3} u_1 - q_{2,3} u_2 - r_{2,3}}{q_{2,1} u_2 + r_{2,1}} \end{aligned} \right.$$

Fig 5 (Système i)Fig. 6 (Système i,j)

Le pôle du faisceau des droites $\lambda_3 = C^{10}$ est à l'intersection des droites limites $D_{2,1}$ et $D_{2,2}$ et le pôle du faisceau des droites $\mu_3 = C^{10}$ est à l'intersection des droites $D_{2,3}$ et $\lambda_2 = +1$.

On voit également que $\lambda_2 = 0$ est la droite $D_{2,2}$, $\lambda_2 = -\infty$ la droite $D_{2,1}$, $\mu_2 = 0$ la droite $D_{2,3}$ et $\mu_2 = \infty$ est confondu avec $\lambda_3 = +1$.

Système 3. ($i = 3, j = 1, k = 2$) :

$$(5.3-5) \quad \left\{ \begin{aligned} \mu_3 &= \frac{\sqrt{1-(S_{12})^2} \cdot r_{3,3}}{p_{3,1}u_1 + q_{3,2}u_2 + r_{3,3} + r_{3,3}} \\ \lambda_3 &= \frac{-q_{3,2}u_2 - r_{3,3}}{p_{3,1}u_1 + r_{3,3}} \end{aligned} \right.$$

Le faisceau des droites $\lambda_3 = C^{10}$ a pour pôle le point d'intersection des droites limites $D_{3,1}$ et $D_{3,2}$. Les droites $\mu_3 = C^{10}$ forment un faisceau de parallèles à la direction de pente :

$$\frac{-p_{3,1}}{q_{3,2}} = \frac{-U_{1r}}{U_{2r}}$$

On voit également que $\lambda_3 = 0$ est la droite $D_{3,2}$, $\lambda_3 = -\infty$ la droite $D_{3,1}$, $\mu_3 = 0$ est à l'infini et $\mu_3 = \infty$ est confondu avec $\lambda_3 = +1$.

Système 1.2. ($i = 1, j = 2, k = 3$) :

$$(5.4-1) \quad \begin{aligned} \operatorname{tg}^2 \Phi'_3 &= \frac{p_{4,3}U_{1r}u_1^2 + q_{4,3}U_{2r}u_2^2 + (q_{4,3}U_{1r} + p_{4,3}U_{2r})u_1u_2 + 2r_{4,3}U_{1r}u_1 + 2r_{4,3}U_{2r}u_2 - r_{4,3}^2}{(p_{4,1}u_1 + q_{4,1}u_2 + r_{4,1})^2} \\ &+ \frac{(W_s + Q_x)^2 + (W_y + Q_y)^2 + (W_s + Q_s)^2}{(p_{4,1}u_1 + q_{4,1}u_2 + r_{4,1})^2} \end{aligned}$$

Système 2.3 : ($i = 2, j = 3, k = 1$).

$$(5.4-2) \quad \operatorname{tg}^2 \Phi'_1 = \frac{q_{5,3}U_{2r}u_2^2 + 2r_{5,3}U_{2r}u_2 - r_{5,3}^2 + (W_s + Q_x)^2 + (W_y + Q_y)^2 + (W_s + Q_s)^2}{(p_{5,1}u_1 + q_{5,1}u_2 + r_{5,1})^2}$$

Système 3.1. ($i = 3, j = 1, k = 2$).

$$(5.4-3) \quad \operatorname{tg}^2 \Phi'_2 = \frac{p_{6,3}U_{1r}u_1^2 + 2r_{6,3}U_{1r}u_1 - r_{6,3}^2 + (W_s + Q_x)^2 + (W_y + Q_y)^2 + (W_s + Q_s)^2}{(p_{6,1}u_1 + q_{6,1}u_2 + r_{6,1})^2}$$

Remarque pour la construction des courbes $\operatorname{tg} \Phi'_k = C^{10}$.

On peut établir que les expressions de $\operatorname{tg} \Phi'_k$ sont de la forme générale suivante :

$$(5.4-4) \quad \operatorname{tg}^2 \Phi'_k = \frac{(1-S_{jk}) D_{m,3}^2 + (1-S_{ki}) D_{m,3}^2 - 2(S_{ij} - S_{jk}S_{ki}) D_{m,2} D_{m,3}}{[(1-S_{jk})(1-S_{ki}) - (S_{ij} - S_{jk}S_{ki})^2] D_{m,1}^2}$$

dans laquelle $D_{m,1}$, $D_{m,2}$, $D_{m,3}$ représentant les premiers membres des tests 1,2,3 ($k = 3$ pour $m = 4$, $k = 1$ pour $m = 5$, $k = 2$ pour $m = 6$) et les S_{ij} représentent les expressions (4.3-3).

L'équation (5.4-4) montre que :

$\operatorname{tg} \Phi'_k = \infty$ est confondu avec la droite limite $D_{m,1}$;

$\operatorname{tg} \Phi'_k = 0$ est, dans le domaine qui nous intéresse, le point commun aux droites $D_{m,2}$ et $D_{m,3}$.

Les courbes $\operatorname{tg} \Phi'_k = C^{10}$ peuvent être construites comme le lieu des intersections des droites :

$$(5.4-5) \quad \left\{ \begin{aligned} D_{m,2} - K D_{m,3} &= 0 \\ \sqrt{\frac{[(1-S_{jk})K^2 - 2(S_{ij} - S_{jk}S_{ki})K + (1-S_{ki})] D_{m,3}}{[(1-S_{jk})(1-S_{ki}) - (S_{ij} - S_{jk}S_{ki})^2]} \frac{D_{m,3}}{D_{m,1}}} &= \operatorname{tg} \Phi'_k \end{aligned} \right.$$

Remarque. — En utilisant la notation symbolique suivante :

$$D_{m,n} = p_{m,n}u_1 + q_{m,n}u_2 + r_{m,n}$$

on peut écrire :

$$\mu_i = \frac{\sqrt{1-(S_{jk})^2} \cdot D_{i,3}}{D_{i,1} + D_{i,2}}$$

$$\lambda_i = \frac{-D_{i,3}}{D_{i,1}}$$

5.4. Représentation graphique des systèmes i, j .

D'après l'équation (4.3-7) un système i, j est caractérisé par une relation de la forme :

$$\operatorname{tg} \Phi'_k = \text{fonction de } u_1, u_2, (u_3 = 0)$$

Il est donc possible de tracer dans la région de validité du système i, j , les courbes $\operatorname{tg} \Phi'_k = \text{constante}$, (fig. 6). Le calcul montre que ces courbes forment un faisceau de coniques.

Ainsi un couple de valeur u_1, u_2 donne un point P_{ij} qui, par interpolation, fournit la valeur $\operatorname{tg} \Phi'_k$ du coefficient de frottement assurant l'équilibre limite.

Dans ces expressions K est un paramètre arbitraire reliant la droite du faisceau de pôle $(D_{m,2}, D_{m,3})$ à la droite du faisceau de pôle $(D_{m,1}, D_{m,3})$.

On constate que pour une valeur donnée de K l'échelle des $\text{tg } \Phi'_k$ sur la droite $D_{m,2} - K D_{m,3} = 0$ est une échelle homographique. On en connaît le point $\text{tg } \Phi'_k = 0$ (pôle $D_{m,2}, D_{m,3}$) et le point $\text{tg } \Phi'_k = \infty$ (intersection avec $D_{m,1}$). Il suffit d'en connaître un autre point, par exemple $\text{tg } \Phi'_k = 1$, pour pouvoir construire immédiatement toute l'échelle. On calculera donc la courbe $\text{tg } \Phi'_k = 1$ à l'aide des équations (5.4-5). Les autres courbes s'en déduiront par construction d'échelles homographiques sur des droites passant par le pôle $D_{m,2}, D_{m,3}$.

5.5. Représentation graphique de U_3 .

Au cours du chapitre précédent nous avons supposé que U_3 était nul. Nous allons montrer que, grâce à un changement des échelles de lecture, les constructions graphiques sont encore valables lorsque U_3 a une valeur non nulle.

5.51. Considérons un volume rocheux soumis, à l'équilibre, à un système de forces :

$$\vec{W}, \vec{Q}, \vec{U}_1, \vec{U}_2, \vec{U}_3,$$

soit : \vec{F}_1, \vec{F}_2 et \vec{F}_3 les composantes de $(\vec{W} + \vec{Q})$ sur les normales aux trois faces d'appui du volume.

Le système de forces peut se traduire par $(\vec{F}_1 + \vec{U}_1), (\vec{F}_2 + \vec{U}_2), (\vec{F}_3 + \vec{U}_3)$ ou encore :

$$(\alpha + U_1) \cdot \vec{V}_1, \quad (\beta + U_2) \cdot \vec{V}_2, \quad (\gamma + U_3) \cdot \vec{V}_3.$$

Supposons un état d'équilibre, appelé « état d'équilibre origine » caractérisé par le système de forces : $(\alpha + U_{1,0}) \cdot \vec{V}_1, (\beta + U_{2,0}) \cdot \vec{V}_2, (\gamma + U_{3,0}) \cdot \vec{V}_3$. Cet état d'équilibre n'est pas modifié si on applique au volume un système de forces *proportionnelles* à celles de l'état d'origine. Le nouvel état d'équilibre est caractérisé par le système :

$$(\alpha + U_1) \cdot \vec{V}_1, \quad (\beta + U_2) \cdot \vec{V}_2, \quad (\gamma + U_3) \cdot \vec{V}_3$$

tel que :

$$(5.5-1) \quad \frac{(\alpha + U_{1,0})}{(\alpha + U_1)} = \frac{(\beta + U_{2,0})}{(\beta + U_2)} = \frac{(\gamma + U_{3,0})}{(\gamma + U_3)}$$

D'après les relations (5.2-3) l'expression précédente peut s'écrire :

$$(5.5-2) \quad \frac{u_1 U_{1,r} + \alpha}{u_{1,0} U_{1,r} + \alpha} = \frac{u_2 U_{2,r} + \beta}{u_{2,0} U_{2,r} + \beta} = \frac{u_3 U_{3,r} + \gamma}{u_{3,0} U_{3,r} + \gamma}$$

Revenons au régionnement du plan u_1, u_2 obtenu à partir des tests d'existence des différents systèmes dans le cas où $u_3 = 0$, et considérons la figure 7. A un point M , représentatif d'un état caractérisé par $u_3 = 0$, on peut faire correspondre « l'état origine » du raisonnement précédent. On écrira :

$$\begin{cases} u_{1,0} = m_1 \\ u_{2,0} = m_2 \\ u_{3,0} = 0 \end{cases}$$

Cherchons alors à déterminer un état d'équilibre « proportionnel » et par conséquent équivalent au précédent. Il sera tel que :

1. Il vérifiera les relations (5.5-2), soit :

$$(5.5-3) \quad \frac{u_1 U_{1,r} + \alpha}{m_1 U_{1,r} + \alpha} = \frac{u_2 U_{2,r} + \beta}{m_2 U_{2,r} + \beta} = \frac{u_3 U_{3,r} + \gamma}{\gamma}$$

2. Son point représentatif N sera confondu avec M .

Il y a une infinité de solutions, mais l'une d'elles est déterminée dès que l'on se fixe u_3 . Les relations (5.5-3) permettent alors de déterminer u_1 et u_2 .

Le point représentatif N , confondu avec M , se trouve à l'intersection des droites de rappel $m_1 M$ et $m_2 M$.

Choisissons l'axe u_3 suivant la bissectrice des axes orthogonaux u_{10} et u_{20} , de manière à séparer la figure en trois régions :

$$u_{1,0}, u_{2,0} \quad u_{1,0}, u_3 \quad u_{2,0}, u_3.$$

Le point Q_1 a pour coordonnées $u_{1,0}, u_3$; le point Q_2 a pour coordonnées $u_{2,0}, u_3$; et le point N a pour coordonnées $u_{1,0}, u_{2,0}$ et 0, ou si l'on veut u_1, u_2, u_3 .

Nous avons donc une représentation plane d'un système à trois dimensions : u_1, u_2, u_3 .

5.52. Courbes de changement d'échelle.

Si l'on fait varier u_3 seul, le point Q_1 décrit la droite NQ_1 , que l'on peut graduer directement en u_1 . Ces graduations sont les intersections de NQ_1 avec la famille des courbes (C_1) , d'équation, dans le plan $u_{1,0}, u_3$:

$$f_1(u_{1,0}, u_3, u_1) = 0,$$

u_1 étant alors un paramètre constant pour chaque courbe. On aura de même les courbes (C_2) , d'équation :

$$f_2(u_{2,0}, u_3, u_2) = 0.$$

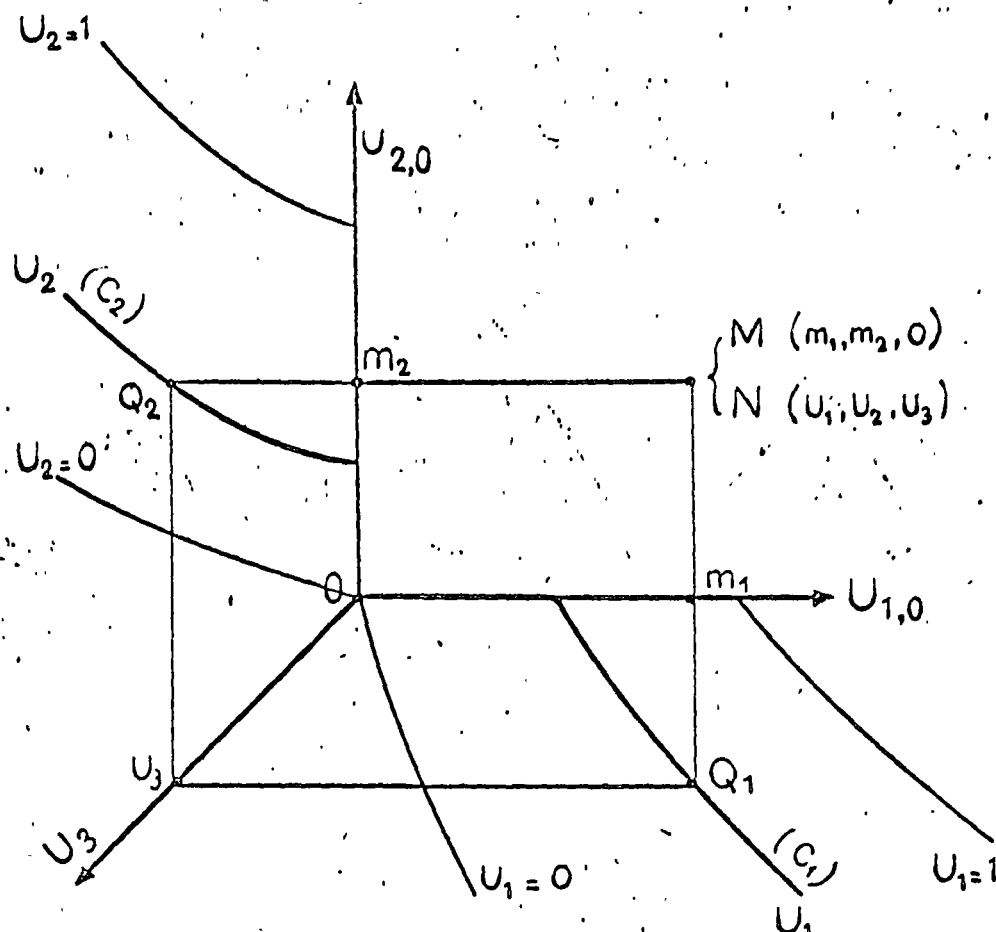


Fig. 7

Ces courbes sont les courbes de changement d'échelle, leurs équations se déduisent facilement de ce qui précède. On obtient :

$$(5.5-4) \quad (C_1) \quad u_{1,0} = \frac{\frac{U_{2r}}{U_{2r}} \cdot \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} u_1 - \frac{r_{1,3}}{p_{1,3}} u_3}{\frac{U_{2r}}{U_{2r}} \cdot \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} + u_3}$$

$$(5.5-5) \quad (C_2) \quad u_{2,0} = \frac{\frac{U_{2r}}{U_{2r}} \cdot \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} u_2 - \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} u_3}{\frac{U_{2r}}{U_{2r}} \cdot \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} + u_3}$$

Les deux familles sont des faisceaux d'hyperboles et si les valeurs de u_1 (ou u_2) sont en progression arithmétique, les longueurs des segments découpés sur une parallèle à l'axe $u_{1,0}$ (ou $u_{2,0}$) sont également en progression arithmétique, et de même raison. Il suffit donc de calculer les courbes extrêmes du faisceau, soit pour les valeurs $u_1 = 0$ et $u_1 = 1$. Les courbes intermédiaires seront tracées par simple

interpolation linéaire. Les équations des courbes extrêmes sont immédiatement déduites des équations générales (5.5-4) et 5.5-5).

$$(5.5-6) \quad \text{pour } u_1 = 0 : \quad u_{1,0} = \frac{-\frac{r_{1,3}}{p_{1,3}} u_3}{\frac{U_{2r}}{U_{2r}} \cdot \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} + u_3}$$

$$(5.5-7) \quad \text{pour } u_1 = 1 : \quad u_{1,0} = \frac{\frac{U_{2r}}{U_{2r}} \cdot \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} - \frac{r_{1,3}}{p_{1,3}} u_3}{\frac{U_{2r}}{U_{2r}} \cdot \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} + u_3}$$

$$(5.5-8) \quad \text{pour } u_2 = 0 : \quad u_{2,0} = \frac{\frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} u_3}{\frac{U_{2r}}{U_{2r}} \cdot \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} + u_3}$$

$$(5.5-9) \quad \text{pour } u_2 = 1 : \quad u_{2,0} = \frac{\frac{U_{2r}}{U_{2r}} \cdot \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} - \frac{r_{1,3}}{q_{2,3}} u_3}{\frac{U_{2r}}{U_{2r}} \cdot \frac{r_{2,3}}{q_{2,3}} + u_3}$$

VI. Utilisation des graphiques. Exemples.

Pour illustrer l'utilisation de la méthode, nous donnerons les résultats de l'étude effectuée sur les trois cas définis schématiquement par la figure 8.

Dans le cas I le volume rocheux n'est soumis qu'à

son poids propre et aux sous-pressions. Dans le cas II le volume est plus grand, avec ses faces planes parallèles à celles du cas précédent; cette fois il existe une poussée d'ouvrage Q . Dans le cas III les conditions sont les mêmes qu'en II mais la direction du plan 3 a été modifiée, et la poussée Q a légèrement tourné.

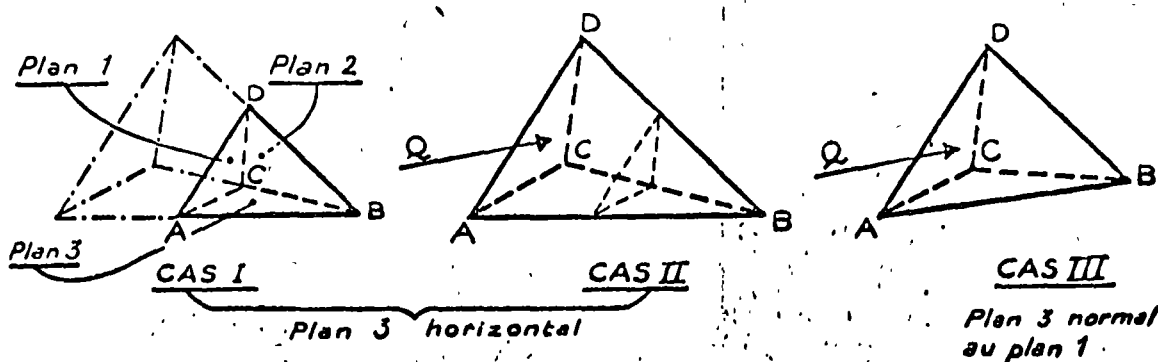


Fig. 8

6.1. Données numériques :

Cas I	<i>Plan 1</i>	<i>Plan 2</i>	<i>Plan 3</i>
	$a_1 = 0$	$a_2 = 0,63$	$a_3 = 0$
	$b_1 = 0,72$	$b_2 = -0,12$	$b_3 = 0$
	$c_1 = 0,69$	$c_2 = 0,77$	$c_3 = 1$
	<i>Poids</i>	<i>Poussée</i>	<i>Sous-pressions maximales</i>
	$W_x = 0$	$Q_x = 0$	$U_{1T} = 59.000 \text{ t}$
	$W_y = 0$	$Q_y = 0$	$U_{2T} = 40.000 \text{ t}$
	$W_s = -36.500 \text{ t}$	$Q_z = 0$	$U_{3T} = 14.300 \text{ t}$
Cas II	<i>Plan 1</i>	<i>Plan 2</i>	<i>Plan 3</i>
	$a_1 = 0$	$a_2 = 0,63$	$a_3 = 0$
	$b_1 = 0,72$	$b_2 = -0,12$	$b_3 = 0$
	$c_1 = 0,69$	$c_2 = 0,77$	$c_3 = 1$
	<i>Poids</i>	<i>Poussée</i>	<i>Sous-pressions maximales</i>
	$W_x = 0$	$Q_x = -76.500 \text{ t}$	$U_{1T} = 85.000 \text{ t}$
	$W_y = 0$	$Q_y = -34.000 \text{ t}$	$U_{2T} = 62.000 \text{ t}$
	$W_s = -111.000 \text{ t}$	$Q_z = 0$	$U_{3T} = 25.500 \text{ t}$

Cas III	Plan 1	Plan 2	Plan 3
	$a_1 = 0$	$a_2 = 0,75$	$a_3 = 0$
$b_1 = 1$	$b_2 = 0,38$	$b_3 = 0$	
$c_1 = 0$	$c_2 = 0,54$	$c_3 = 1$	
	Poids	Poussée	Sous-pressions maximales
	$W_x = 0$	$Q_x = -71.200 \text{ t}$	$U_{1T} = 85.000 \text{ t}$
	$W_y = -63.365 \text{ t}$	$Q_y = -32.135 \text{ t}$	$U_{2T} = 45.000 \text{ t}$
	$W_z = -66.000 \text{ t}$	$Q_z = +30.900 \text{ t}$	$U_{3T} = 19.000 \text{ t}$

Remarque. — Le système d'axes de référence utilisé pour le cas III est différent de celui utilisé pour les deux autres cas, simplement pour alléger les calculs numériques s'ils sont faits à la main.

6.2. Construction des graphiques.

En utilisant le tableau III et les relations (5.2-5), (5.3-3), (5.3-4), (5.3-5), (5.4-1), (5.4-2), (5.5-6), (5.5-7), (5.5-8) et (5.5-9), on peut construire le graphique complet pour chaque cas. Bien que le calcul soit parfaitement possible à la main, on préfère utiliser un programme de calcul par *ordinateur électronique* qui fournit les résultats suivants en quelques secondes de temps de machine :

— la position des droites limites et des régions de validité des systèmes;

— les deux courbes (C_1) correspondant à $u_1 = 0$ et $u_1 = 1$;

— les deux courbes (C_2) correspondant à $u_2 = 0$ et $u_2 = 1$;

— dans chaque système i , les pôles des droites $\lambda_i = C^{\text{te}}$ et $\mu_i = C^{\text{te}}$ ainsi que les pentes de ces droites pour $\lambda_i = -\text{tg } 20^\circ, -\text{tg } 30^\circ, -\text{tg } 45^\circ, -\text{tg } 60^\circ$ et $\mu_i = \text{tg } 20^\circ, \text{tg } 30^\circ, \text{tg } 45^\circ, \text{tg } 60^\circ$.

On a sans peine les droites $\lambda_i = 0, \lambda_i = \text{tg } 90^\circ, \mu_i = 0, \mu_i = \text{tg } 90^\circ$ en se reportant au paragraphe 5.3;

— dans chaque système i, j , les courbes $\Phi'_k = C^{\text{te}}$ pour $\Phi'_k = 20^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$; rappelons que $\Phi'_k = 90^\circ$ est la droite limite $D_{m,1}$, et $\Phi'_k = 0$ le pôle $D_{m,2}, D_{m,3}$.

La représentation graphique complète de l'étude d'un cas à l'allure de la figure 9 (représentant le cas I).

Le système d'axes est composé de deux axes rectangulaires $Ou_{1,0}$ et $Ou_{2,0}$ et d'un troisième axe

Ou_3 orienté suivant la bissectrice des précédents. Les trois axes sont gradués avec un pas de 0,1.

Dans les coordonnées $Ou_{1,0}, Ou_{2,0}$ des droites, dites *droites limites*, définissent les *régions de validité* des différents systèmes du cas envisagé. Dans les coordonnées $Ou_{1,0}, Ou_3$ sont tracées les courbes (C_1) pour $u_1 = 0, 0,1, 0,2 \dots 1$. L'ensemble de ces courbes constitue l'*échelle de u_1* . De même, dans les coordonnées $Ou_{2,0}, Ou_3$ l'*échelle de u_2* est formée par les courbes (C_2) pour $u_2 = 0, 0,1, 0,2 \dots 1$.

L'ensemble des régions de validité des systèmes peut être éventuellement restreint s'il sort du domaine physique limité par la frontière $u_1 = u_2 = u_3 = 1$.

Enfin, dans chaque région sont tracés soit les faisceaux des droites $\lambda_i = C^{\text{te}}$ et $\mu_i = C^{\text{te}}$ (système i), soit les courbes $\Phi'_k = C^{\text{te}}$ (système i, j).

6.3. Interprétation des graphiques.

6.3.1. Étude d'un cas.

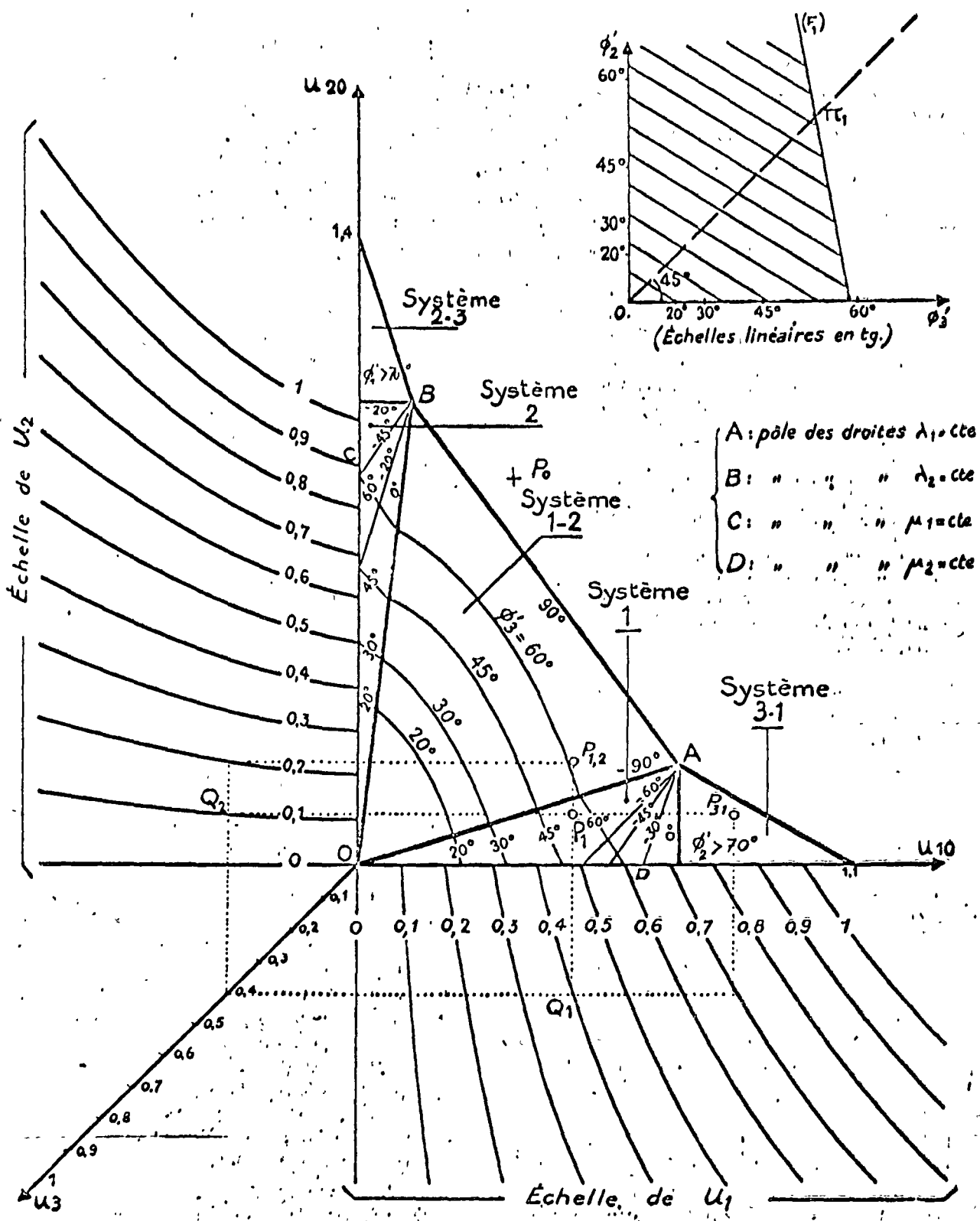
Un groupe de valeurs de sous-pressions étant donné, soit par exemple $u_1 = 0,4, u_2 = 0,1$ et $u_3 = 0,4$, on opère la construction suivante.

Du point $u_3 = 0,4$, sur l'axe Ou_3 , on mène des parallèles aux axes $Ou_{1,0}$ et $Ou_{2,0}$ qui coupent respectivement la courbe $u_1 = 0,4$ en Q_1 et la courbe $u_2 = 0,1$ en Q_2 .

La parallèle à $Ou_{2,0}$ menée de Q_1 et la parallèle à $Ou_{1,0}$ menée de Q_2 se coupent en P_1 , *point représentatif de l'état considéré* $u_1 = 0,4, u_2 = 0,1, u_3 = 0,4$.

Le point P_1 se trouve dans la région du système I ce qui veut dire que, s'il y a rupture, celle-ci se fera par ouverture du plan I et glissement le long de l'arête C D (voir fig. 2).

Les valeurs interpolées de λ_1 et μ_1 en P_1 permettent de construire la droite (F_1) sur le graphique en Φ'_2 et Φ'_3 (voir fig. 4, et en haut à droite fig. 9). Si



- A: pôle des droites $\lambda_1 = cte$
- B: " " " $\lambda_2 = cte$
- C: " " " $\mu_1 = cte$
- D: " " " $\mu_2 = cte$

Fig. 9 (Cas I)

φ'_2 et φ'_3 sont les valeurs réelles des angles de frottement des plans 2 et 3, le point de coordonnées $\Phi'_2 = \varphi'_2$ et $\Phi'_3 = \varphi'_3$ doit être, pour que l'équilibre soit possible, à l'extérieur de la zone hachurée.

La forte pente de la droite (F_1) signifie que la valeur de φ'_2 peut être très faible moyennant une valeur de φ'_3 voisine de 60° alors que, au contraire, la valeur de φ'_3 ne peut descendre sensiblement au-dessous de 60° quelle que soit la valeur de φ'_2 . Ce renseignement est du plus haut intérêt. Il veut dire que le frottement du plan 3 joue le rôle essentiel dans la stabilité alors que l'hypothèse faite sur le frottement du plan 2 est sans importance pratique : ces deux frottements n'ont pas le même poids.

Si les valeurs des sous-pressions sont telles que le point représentatif est $P_{1,2}$ (par simple augmentation de u_2 de 0,1 à 0,2) on en déduit que, s'il y a rupture, celle-ci se fait cette fois par ouverture des plans 1 et 2 et glissement sur le plan 3 (système 1.2). L'équilibre n'est possible que si l'angle réel de frottement φ_3 est au moins égal à la valeur Φ'_3 de la courbe passant par $P_{1,2}$, c'est-à-dire 60° .

On retrouve l'importance du frottement sur le plan 3. On voit de plus qu'en doublant la sous-pression dans le plan 2 on a changé le type de rupture, mais non pas les conclusions sur les poids relatifs des coefficients de frottement des plans 2 et 3.

Il n'en serait pas de même si l'on augmentait la sous-pression dans le plan 1. En faisant passer u_1 de 0,4 à 0,7 par exemple, on obtient en $P_{1,3}$ un type de rupture différent (ouverture des plans 1 et 3) et l'angle de frottement du plan 2 doit être supérieur à 70° . De paramètre sans poids appréciable sur la stabilité, le coefficient de frottement du plan 2 est devenu le paramètre déterminant.

Il convient de noter qu'à un point tel que P_0 il ne correspond aucun équilibre possible, quels que soient les coefficients de frottement des plans. On peut aussi dans certains cas trouver une région particulière (contenant l'origine des coordonnées) dans laquelle tout point P correspond à un équilibre surabondant, quels que soient les coefficients de frottement des plans.

Enfin sans étendre plus longuement la discussion, constatons que la forme des familles de courbes (C_1) et (C_2) montre immédiatement le faible poids de u_3 . En effet u_3 peut varier considérablement sans que les points P obtenus se déplacent beaucoup.

6.32. Comparaison des différents cas entre eux.

La même discussion peut être faite pour le cas II (fig. 10) et pour le cas III (fig. 11) les conclusions en seront sensiblement différentes, ce qui ne doit pas surprendre puisque les graphiques sont très dissemblables.

En outre, la comparaison pour chaque ensemble u_1, u_2, u_3 , entre les points obtenus sur les trois graphiques montre l'influence des hypothèses faites dans le choix des cas.

C'est ainsi que le point P_1 de la figure 9 devient P_3 dans les figures 10 et 11. Il y a changement du type de rupture, par intervention essentiellement

de la force Q appliquée par l'ouvrage. C'est le plan 3 qui peut s'ouvrir et le glissement se faire dans la direction de l'arête CD. On constate par les faibles valeurs de μ_3 et les fortes valeurs de λ_3 obtenues que c'est encore l'angle Φ'_2 qui est critique mais qu'il peut cette fois prendre des valeurs très faibles. La stabilité est bien meilleure.

Une comparaison entre les points P_3 des figures 10 et 11 montre; pour les valeurs choisies de u_1, u_2, u_3 , l'influence de la direction du plan 3. La valeur de μ_3 restant très faible lorsque le plan 3 passe de l'horizontale à la normale au plan 1, il s'ensuit que la direction du plan 3 ne joue par un rôle décisif sur la stabilité.

CONCLUSION

La méthode proposée permet une première analyse des conditions de stabilité d'une rive rocheuse dans les trois dimensions. La présentation graphique à laquelle on arrive se prête à la discussion sur le poids des paramètres. Ceux-ci sont, pour chaque cas étudié, au nombre de six (trois coefficients de frottement et trois sous-pressions). Si l'on se donne la valeur de trois quelconques d'entre eux, les trois autres valeurs nécessaires à l'équilibre se lisent sur le graphique. C'est cette grande souplesse d'entrée dans le diagramme qui permet de mener à bien la discussion. Dans la plupart des cas un simple examen des graphiques révèle immédiatement quels sont les paramètres essentiels à la stabilité.

On pourrait aisément déduire des coefficients de sécurité F de ces graphiques pour chaque ensemble

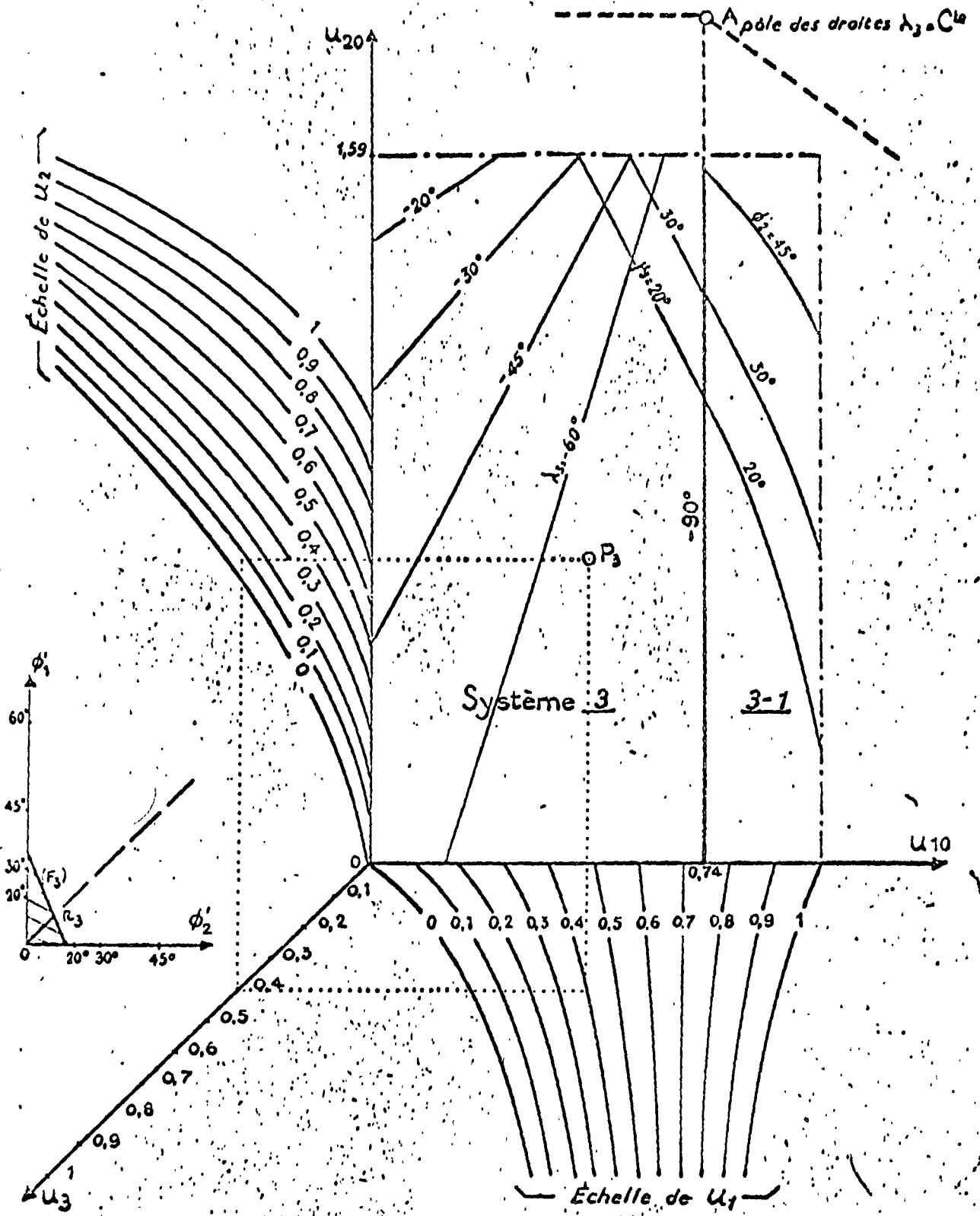


Fig. 11 (Cas III)

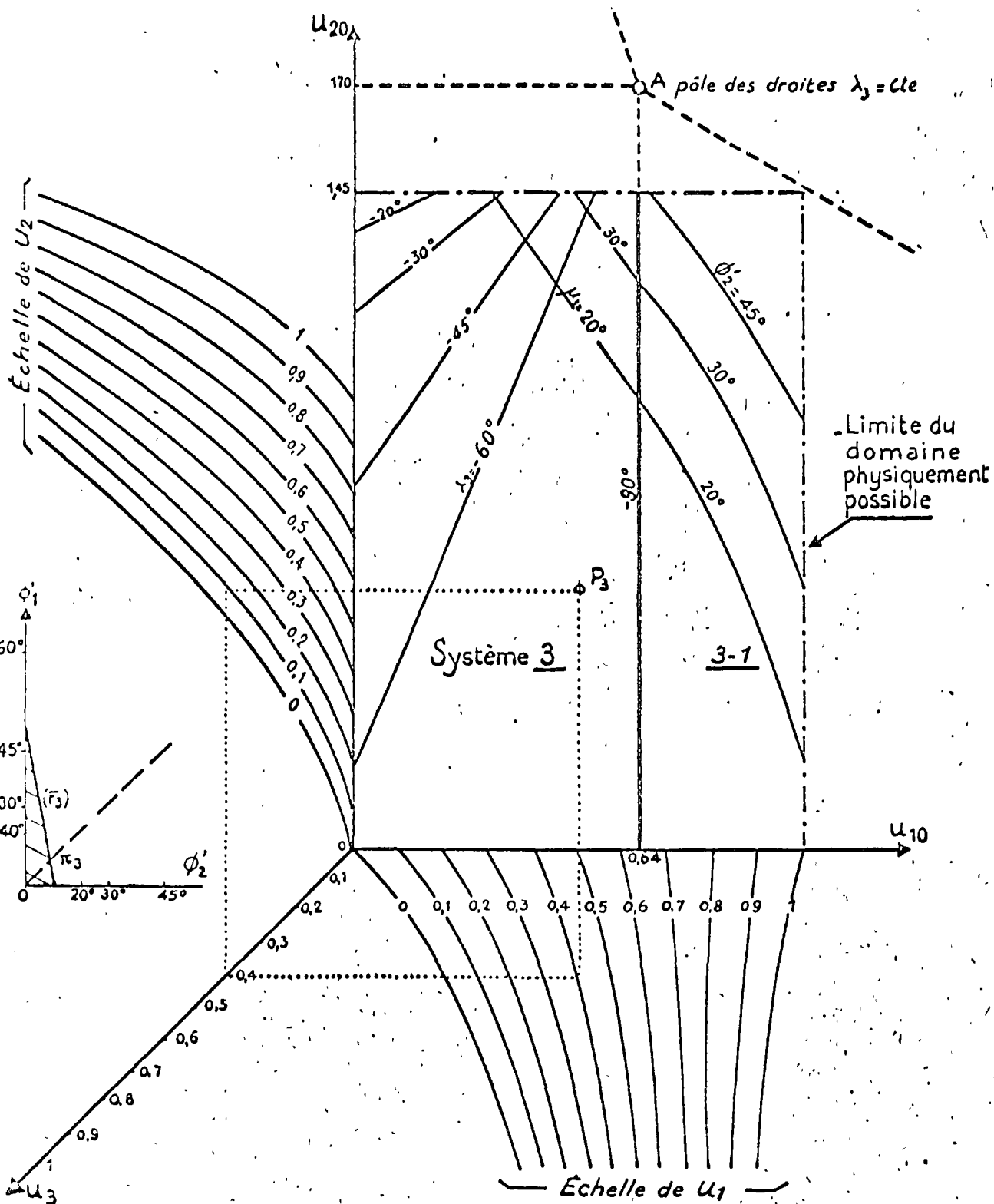


Fig 10 (Cas II)

(a)

PIERRE LONDE

ble de valeurs des sous-pressions en utilisant par exemple la définition :

$$\text{(Système i.j)} \quad F = \frac{\text{tg } \varphi'_k}{\text{tg } \Phi'_k}$$

$$\text{(Système i)} \quad F = \frac{\text{tg } \varphi'_k}{\text{tg } \Phi'_k} = \frac{\text{tg } \varphi'_j}{\text{tg } \Phi'_j}$$

* Nous estimons que ce serait tout à fait illusoire, étant donné les hypothèses simplificatrices introduites dans le calcul. Il est beaucoup plus impor-

tant pour l'ingénieur de se faire une idée, même approchée, sur le poids des différents paramètres choisis parmi ceux qui sont les moins bien connus : les sous-pressions et les coefficients de frottement le long des discontinuités géologiques du massif.

Ce travail a été fait avec la collaboration de MM. Georges Post et Darius Bonazzi pour la conception de la méthode et de MM. Alain Dubois et Jean Billoré pour la formulation et l'établissement du programme de calcul électronique.

Expansion-Type Bolts

The expansion-type bolt assembly consists of a headed bolt (Fig. 20.6.2a) which is threaded onto an internally tapered one- or two-piece shell containing a mating tapered plug (nut) (Fig. 20.6.2b). Tightening the bolt causes the shell to expand and effect an anchor. Most expansion-type bolts

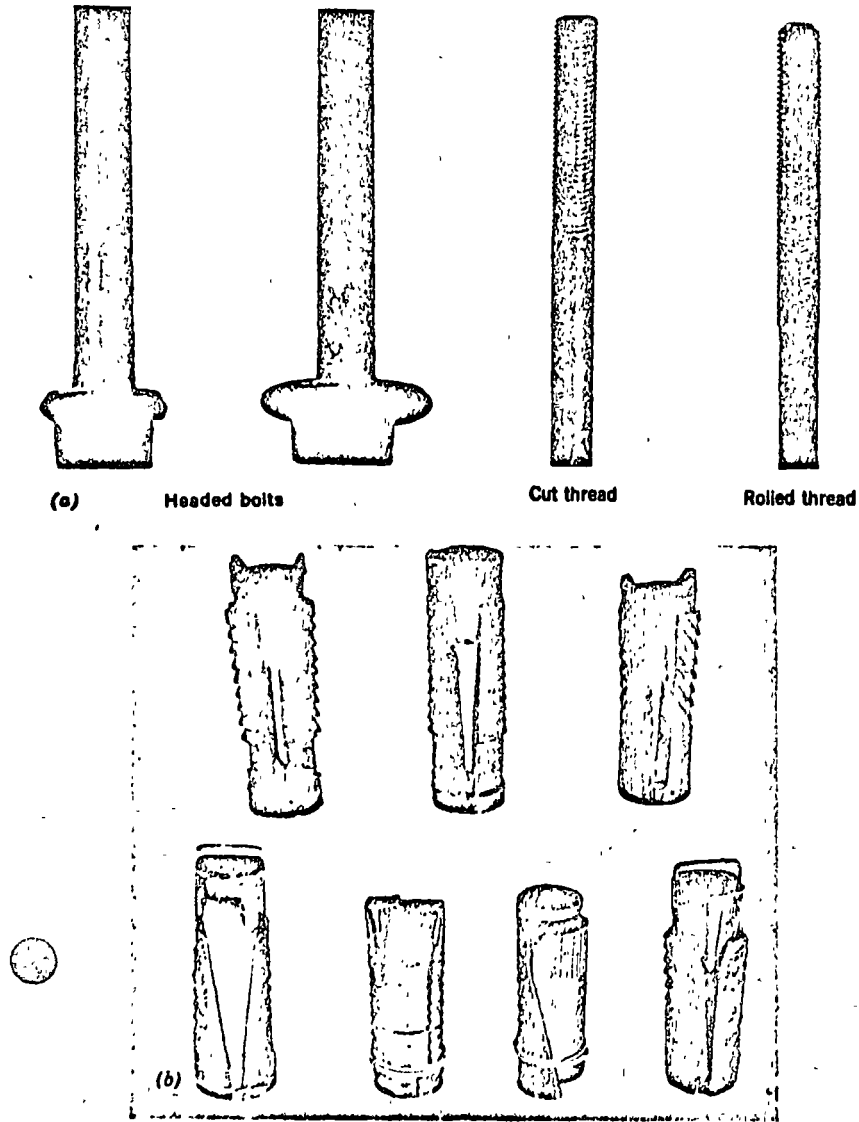


Fig. 20.6.2. (a) Expansion-type rock bolts. (b) Expansion shells and plugs.

**SINTESIS DEL TRABAJO "COMO ELEGIR EL
EXPLOSIVO ADECUADO" PRESENTADO POR EL
ING. GUERRERO ARCOCHA AL VII CONGRESO
NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL**

Las necesidades de los tiempos modernos, aunadas al alza creciente del costo de la mano de obra, del equipo y los materiales, nos ha empujado a realizar constantemente investigaciones para encontrar nuevas Tecnologías que nos ayuden a aprovechar mejor los medios de producción con que contamos para aumentar su productividad y reducir su costo.

En las obras de Ingeniería Civil, sobre todo en las de infraestructura, cada vez cobra mayor importancia la producción de grandes volmenes de roca por voladuras en operaciones de cielo abierto (en canteras, carreteras, ferrocarriles, obras hidroeléctricas, etc.), ya que un porcentaje considerable de los fondos disponibles para llevar a cabo las obras, se va a este renglón.

La necesidad de utilizar el grado máximo las modernas tecnologías —consistentes en aprovechar también al máximo la barrenación de voladuras de grandes diámetros— nos ha impulsado a establecer unas reglas básicas y sencillas.

Estas reglas se relacionan con la selección de la carga adecuada dentro del barreno, la selección y distribución de los explosivos tomando en consideración la función de la "carga de fondo" y de la "carga de columna"

Considerando que la falta de aplicación de reglas técnicas repercute directamente en el costo total de las obras a realizar, es a todas luces recomendable su difusión así como una guía de costos de acuerdo con los explosivos utilizados y las circunstancias probables en que se trabaje.

SUMARIO

Se establecen y ejemplifican reglas fundamentales para elegir adecuadamente los explosivos a utilizar en la barrenación de grandes diámetros para la producción por voladura de mayores volúmenes de roca en operaciones a cielo abierto, necesarias en la construcción, canteras, ferrocarriles, presas, etc., con la consiguiente reducción del costo total de la obra.

Las operaciones mineras a tajo abierto, han tenido un incremento muy notable en los últimos años. A la vez, el campo de acción del Ingeniero Minero y del Ingeniero Civil, ha aumentado grandemente al requerirse sus servicios en operaciones a cielo abierto tales como: Tajos abiertos, Canteras, Construcción, Presas, Caminos, Puentes, etc.

Para estas operaciones, el uso de barrenación de gran diámetro, es lo usual y recomendable (se entiende por diámetros grandes, los barrenos de 2 ½" — 9" ó mayores).

Al hacer un análisis de estas operaciones, resaltan las siguientes necesidades:

- Utilizar al máximo la energía explosiva que se coloque en el hueco útil del barreno.
- Producir el mayor número posible de metros cúbicos o toneladas de roca por metro lineal de barreno, para reducir los costos de barrenación.
- Obtener la máxima fragmentación del producto de la voladura, para que el equipo de carga de la rezaga, transporte y trituración trabaje con la mayor eficiencia.

De acuerdo con la más moderna tecnología que sobre explosivos se ha desarrollado en el mundo entero, el barreno de gran diámetro en canteras, minas a tajo abierto y construcción, debe llenar las condiciones siguientes:

Sub-Perforación (Perforación bajo el piso)

Siempre es necesario llevarse a cabo, para evitar que la pala encuentre el piso levantado, por la falta de acción del explosivo.

La carga explosiva del barreno, debe de estar constituida por dos cargas principales:

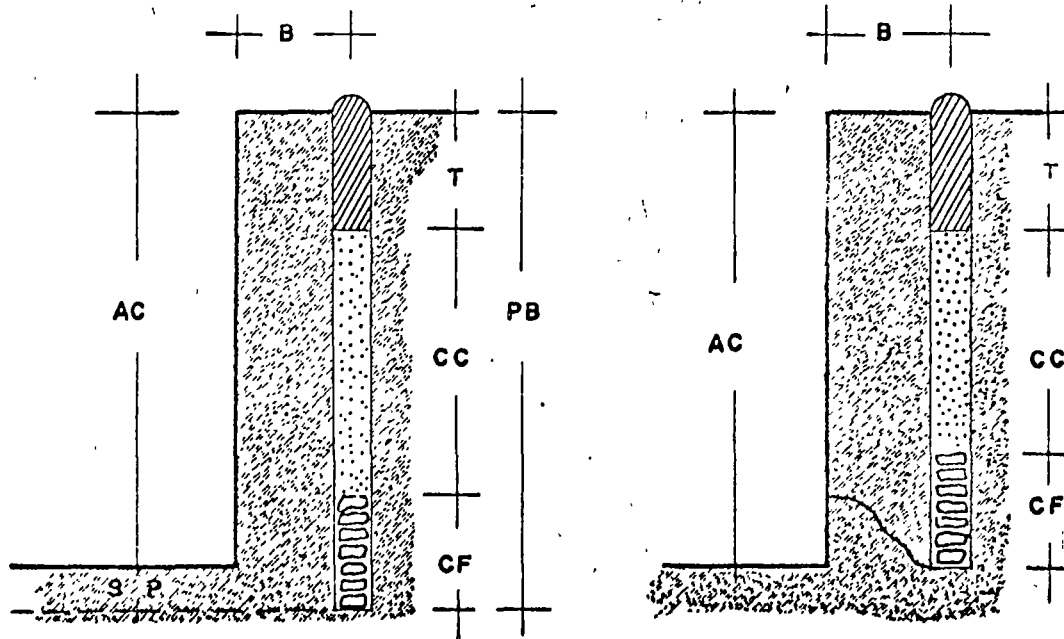
- La carga de Fondo
- La carga de columna

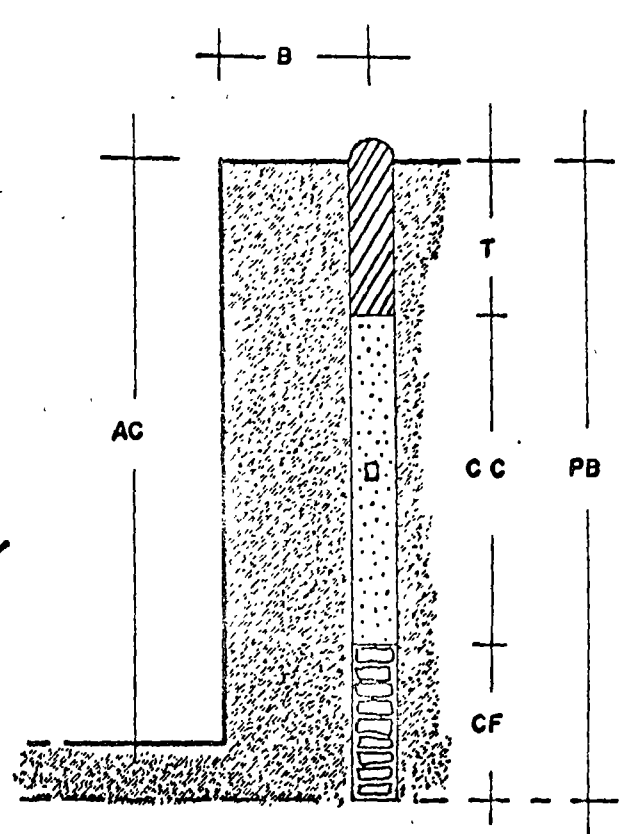
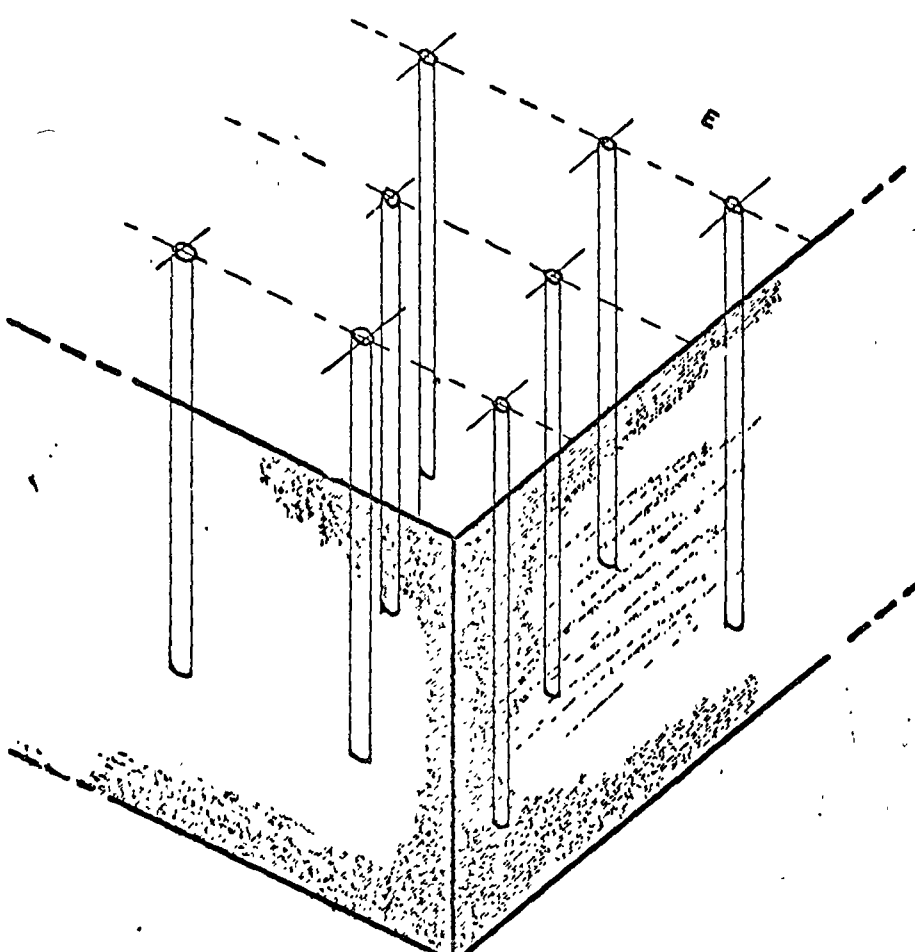
La carga de fondo cuya labor principal es la de vencer el esfuerzo cortante en la pata del barreno, debe de estar constituida por un explosivo potente denso y en la mayoría de los casos resistente al agua.

La carga de columna que su función es la de cooperación con la carga de fondo en la explosión, voltear y fragmentar la roca en la parte superior del barreno, debe estar constituida por un agente explosivo de baja densidad.

Ahora encontramos, que los principales problemas por resolver con la más moderna tecnología que sobre explosivos se ha desarrollado en el mundo entero para explotaciones a cielo abierto con barrenaciones de gran diámetro y que Du Pont ha contribuido con investigaciones exhaustivas en sus laboratorios, plantas y especialmente en el campo son:

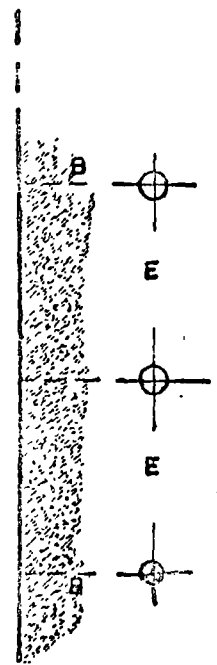
- Que con los explosivos convencionales encartuchados tanto en papel como en cartón, dejaban un espacio anular vacío al colocarlos dentro del barreno si no se atacaban debidamente impidiendo aprovechar todo el hueco del barreno.





BARRENACION EN BANQUEO: CONJUNTO DE REGLAS UTILES

- B** = Constante Variable por el Diámetro del Barreno
 = 33 ϕ (6" - 9") ó 40 ϕ (2 1/2" - 6")
 = Bordo = a la Distancia entre el barreno y la cara libre y entre línea y línea de Barrenos.
- T** = Taco = Retaque (Tapón)
 = B
- E** = Espaciamento
 = 1.2 x B
- SP** = Sub-Perforacion (Perforación bajo el piso)
 = 0.3 x B
- AC** = Altura de la Cara (frente al barreno)
 = Depende del equipo.
- PB** = Profundidad del Barreno (longitud de barreno)
 = Depende del equipo.
- CF** = Carga de Fondo
 = 1.3 x B
- CC** = Carga de Columna.
 = PB - 2.3 x B
- DB** = Diámetro de la Barrenación.
- V** = VOLUMEN.
 = B X E X AC.



2º—Que a medida que el barreno aumenta de diámetro, el costo de barrenación lógicamente también aumenta. Por lo tanto, las barrenaciones de gran diámetro deben ser aprovechadas a su máximo, poniendo la mayor cantidad de explosivo por metro lineal de barrenación donde lo necesite. Esto se logra seleccionando mejor los productos explosivos que se coloquen en dichos barrenos.

3º—Generalmente en las barrenaciones de gran diámetro y a grandes profundidades, se encuentra casi siempre agua en el fondo del barreno. Por lo tanto, los explosivos que se usen en el fondo, deben ser resistentes al agua y de mayor densidad que ella, para que no floten.

4º—La carga de fondo del barreno debe ser de un explosivo muy denso y potente para vencer el esfuerzo cortante en la pata de dicho barreno.

5º—La carga de columna debe de estar constituida por un agente explosivo de baja densidad, ya que su función principal es cooperar con la carga de fondo en la explosión y voltear y fragmentar la roca en la parte superior del barreno.

6º—Ampliar al máximo la plantilla de barrenación para reducir el coeficiente de barrenación por metro cúbico o tonelada.

7º—Reducir los costos totales por tonelada tumbada.

Consciente de las necesidades de los clientes de productos explosivos de alta densidad, gelatinosos, resistentes al agua y de gran potencia para usarse como carga de fondo en barrenaciones a cielo abierto, el Depto. de Explosivos de Du Pont, desarrolló en sus laboratorios, probó en su planta y comprobó desde hace más de 5 años (junio de 1966), con los clientes consumidores en sus diversas operaciones en México, el nuevo tipo de gelatina acuosa resistente al agua, muy potente y de bajo precio:

TOVAL® Y TOVEX® EXTRA

"TOVAL®".—Es la dinamita gelatinosa de más alta densidad que se fabrica, diseñada especialmente para voladuras en roca muy dura, ya sea en Obras de Construcción, Canteras y Minas de tajo abierto. Esta dinamita se empaca en tubos de polietileno (Salchichas).

Toval es equivalente a Gelatina Extra 75%, tiene una resistencia al agua mayor de 3 días a 15 Lbs. (1.05 kgs.) de presión.

DENSIDAD = 1.60 gm/cc.

VELOCIDAD = 13,000 pies/seg. = 3,965 Mts/seg. on Cart. de 1 1/8" x 8" mayores velocidades se desarrollan en diámetros mayores.

GASES = Clasificación No. 1 del Instituto de Fabricantes de Explosivos de los EE. UU.

Para su carga, se razga a lo largo el cartucho 2 ó 3 veces y se envía al barreno el "Toval" encartuchado en polietileno. Como esta gelatina es muy plástica, al caer el cartucho, llena muy bien el hueco del barreno, consiguiéndose así una mayor densidad que con cualquier otro tipo de explosivo encartuchado.

"Toval" es sensible al Fulminante y al Cordón Detonante (Primacord). Por lo tanto, no necesita de cebos o iniciadores.

"Toval" se puede combinar con gelatina de alta velocidad, para aumentar su velocidad, y por lo tanto su poder fragmentador.

"Toval" resuelve los problemas antes mencionados:

- Concentrando por su alta densidad de carga, la mayor cantidad de Kgs./ML de barreno, que con cualquier otro tipo de explosivo encartuchado.
- Tiene gran potencia (75%).
- Es la dinamita gelatinosa de más bajo precio.
- Al concentrar su alta densidad en la carga del fondo del barreno, logra vencer el esfuerzo cortante en la pata del barreno.
- Logra ampliar la barrenación.
- Puede combinarse con "Mexamón" CCC (d = 0.75-0.85 grms./cmt.) si la dureza de la roca lo amerita, también puede combinarse con NA-AC, (sin aprovechar la alta densidad del "Mexamón" CCC).
- Con Super "Mexamón" D (d = 0.65 grms./cmt.) cuando la roca es de mediana dureza, también puede combinarse con NA-AC, sin aprovechar la baja densidad del Super "Mexamón" D.

TOVEX® EXTRA.—Es un producto explosivo gelatinoso que se fabrica en México, exento de nitroglicerina, de alta densidad y con la mayor energía explosiva por kilo. Es el producto ideal para cargas de fondo en las voladuras de tipo más difícil y cuando se pretende ampliar la plantilla.

TOVEX® EXTRA es equivalente a la Gelatina Extra 70%, tiene resistencia al agua de 7 días mínima en agua estática.

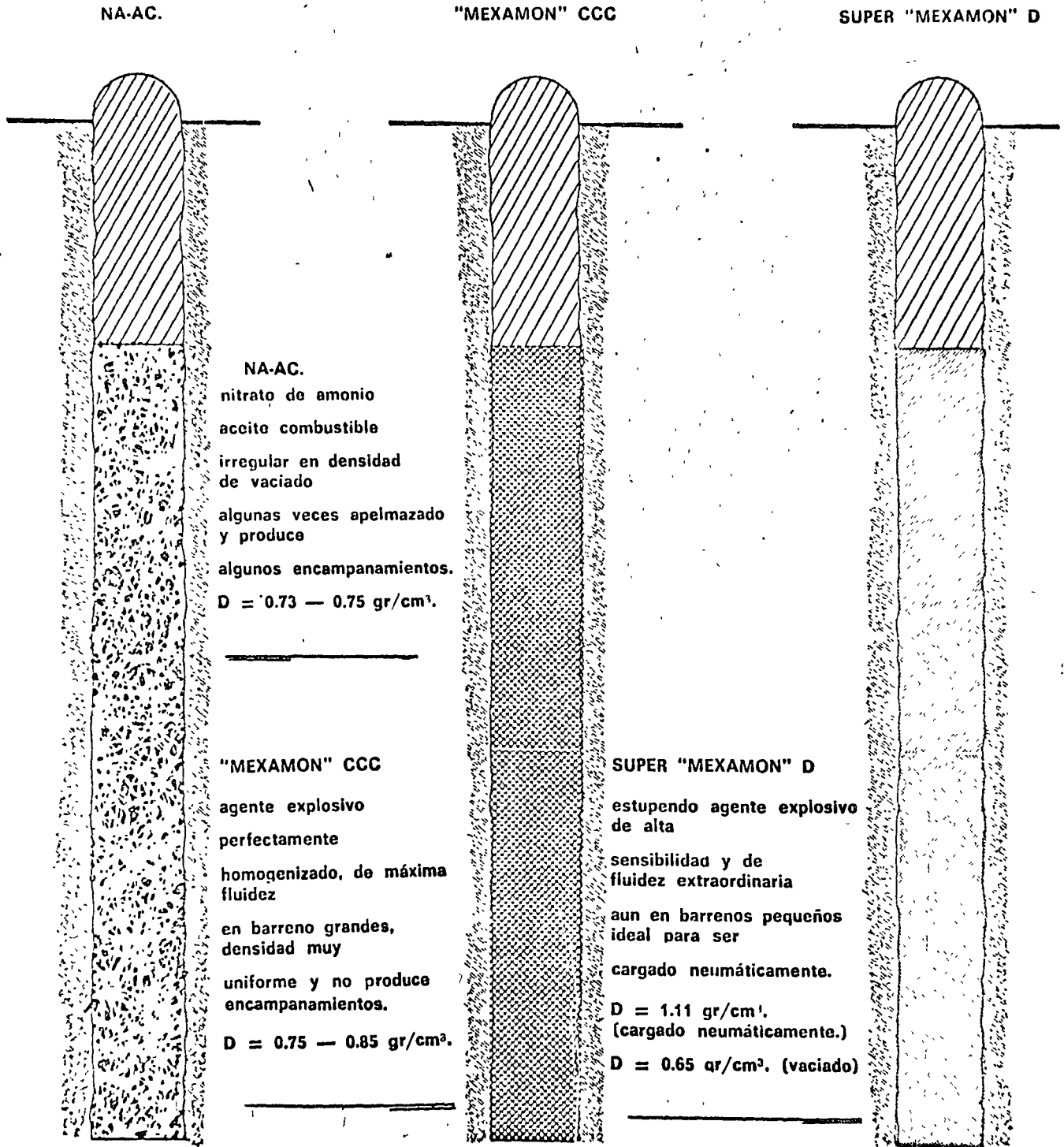
Densidad 1.35 gms./c.c.
 Velocidad 5,486 Mts./ seg. en 5" de ϕ en aire

Viene empacado en tubos de polietileno de 5" y 6" de diámetro. Se carga rasgando la bolsa o

tubo de polietileno y dejando caer el producto gelatinoso libremente al barreno.

Llena perfectamente el hueco del barreno sin dejar espacios anulares vacíos, consiguiéndose así la mayor densidad posible por metro lineal de barrenación comparada con cualquier otro producto.

El cebo recomendado es un cebo de alta presión de detonación DETOMEX®.



COMO RESUELVE TOVEX® EXTRA LOS PROBLEMAS

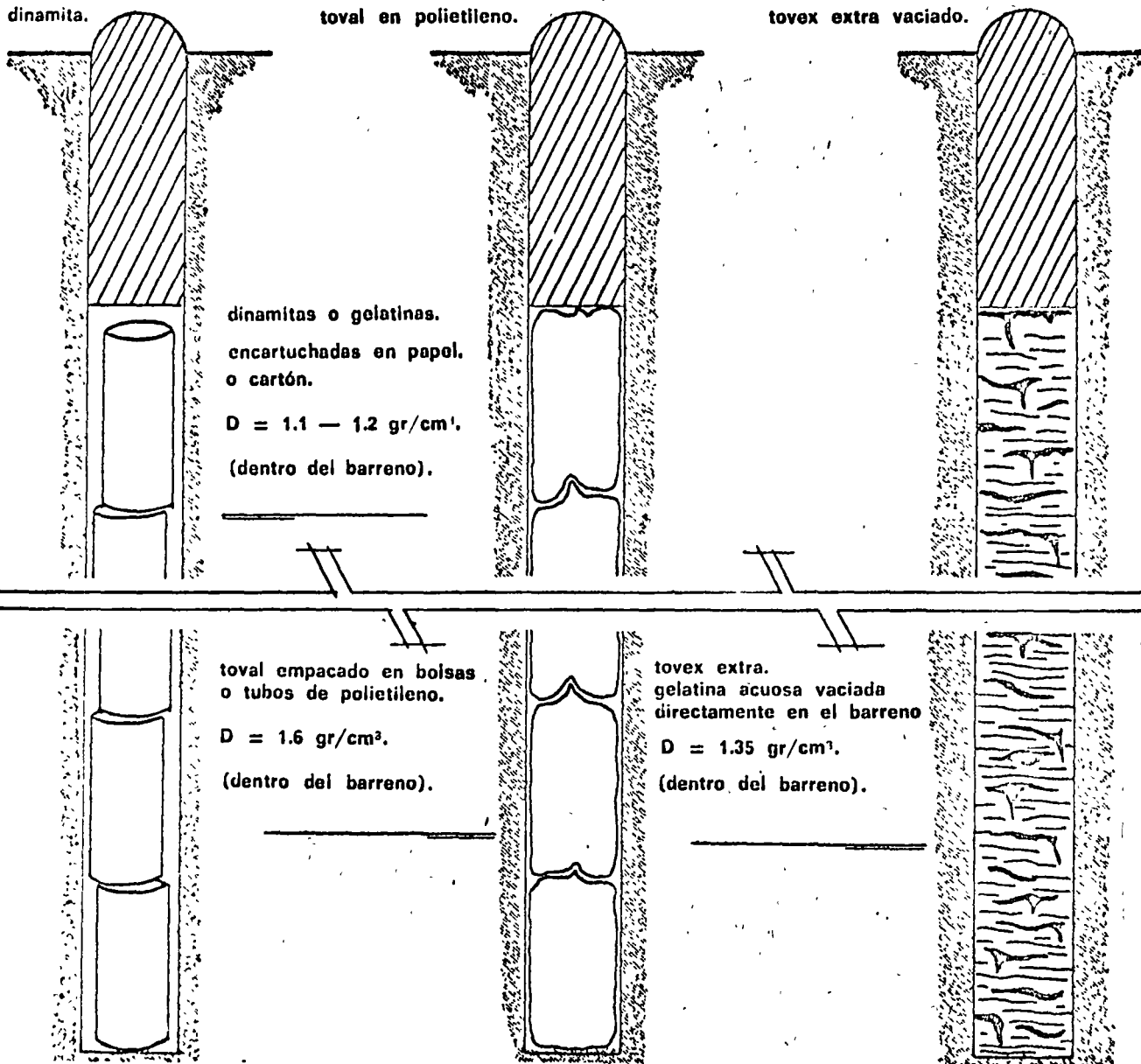
TOVEX® EXTRA al vaciarse directamente sobre el barreno y llenar el hueco de éste completamente sin dejar espacios anulares vacíos, cumple lo siguiente:

- Concentra la mayor energía disponible en la carga de fondo.
- Tiene una gran potencia (70%).
- Se vende a un precio muy inferior al de otros productos que puedan competirlo.
- Al combinar la alta densidad de carga por M. L. de barreno, con la vigorosa acción explosiva de este producto, se logra vencer el esfuerzo cortante en la pata en las condiciones más adversas.

e) Se puede combinar al usarse TOVEX® EXTRA en la carga de fondo y "Mexamón" en la carga de columna:

- Con "Mexamón" CCC (D=0.75-0.85 gms./c.c.) si la dureza de la roca y la expansión máxima de plantilla lo ameritan.
- Con Super "Mexamón" D, (D=0.65 gms./c.c.) cuando la roca es de mediana dureza o si se necesita por condiciones especiales de la roca y de la barrenación que el producto explosivo en la carga de columna ocupe mayor volumen y así deje menor taco.

También puede combinarse con NA-AC, pero sin aprovechar la baja densidad del Super "Mexamón" D, ni la alta densidad del "Mexamón" CCC.



EJEMPLO:

En una explotación a cielo abierto están haciendo un banqueo con las siguientes características:

ϕ DE la BARRENACION = $3\frac{1}{2}$ = 8.9 CMS.

ALTURA DEL BANCO = ALTURA DE LA CARA = AC = 12.00 MTS.

B = 2.50 MTS.

E = 3.00 MTS.

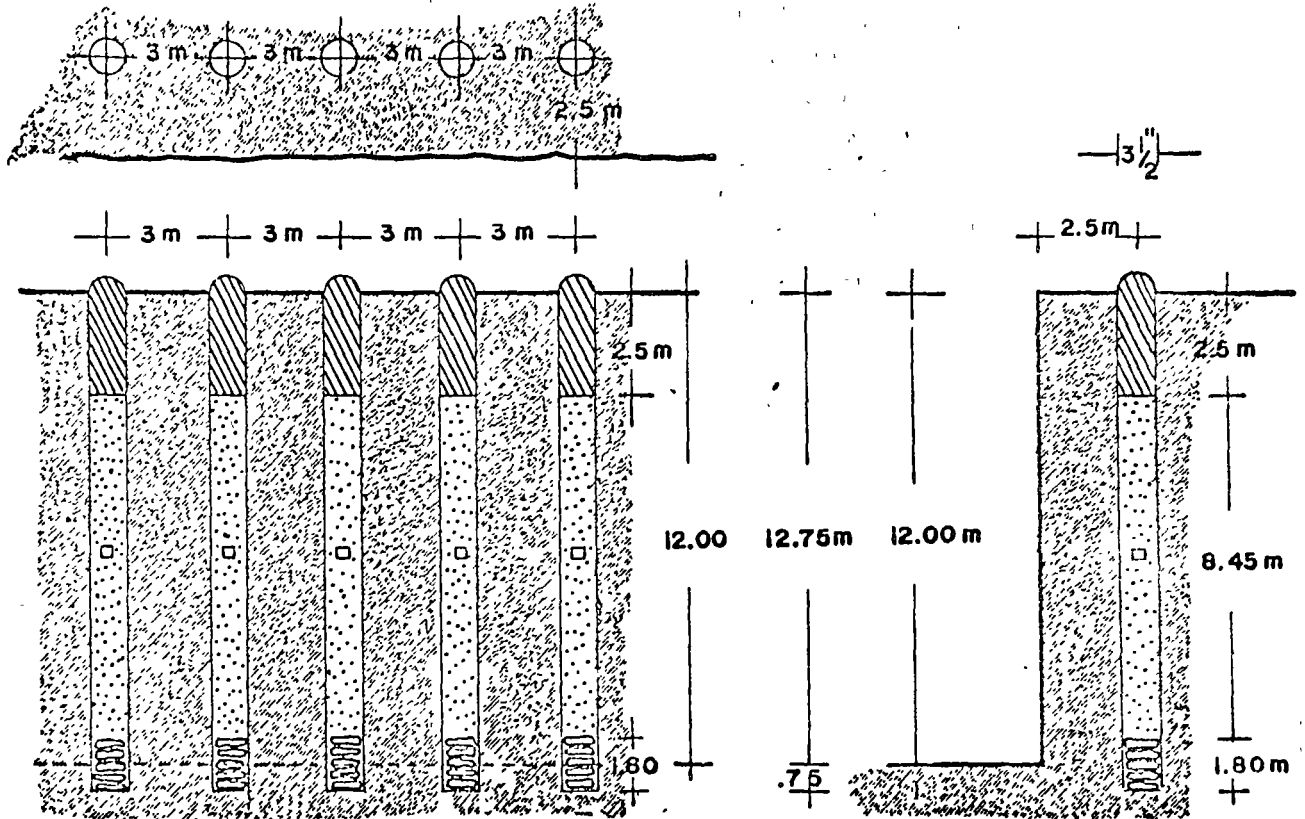
PB = 12.75 MTS.

SP = 0.75 MTS.

T = 2.50 MTS.

V = $2.50 \times 3.00 \times 12.00 = 90M^3$

FACTOR DE CARGA = 0.5 KG/M³ $90M^3 \times 0.5 \text{ KG/M}^3 = 45 \text{ KG. DE EXPLOSIVOS/BARRENO}$



COSTOS \$ 7.00/KG. = GELATINA EXTRA 60%	= 20% DE 45 KG = 9.00 KGS.
\$ 1.50/KG. = NA — AC	= 80% DE 45 KG. = 36.00 KGS.
\$ 25.00/ML. = BARRENACION	= 12.75 M.L.

Costos: a) $\frac{9 \text{ Kg.} \times \$ 7.00/\text{Kgs.}}{90 \text{ M}^3}$

= Coeficiente CeboM³ = \$ 0.700

b) $\frac{36 \text{ Kg.} \times \$ 1.5/\text{Kgs.}}{90 \text{ M}^3}$

= Coeficiente de A. Explosivo/M³ = \$ 0.600

c) $\frac{12.75 \text{ ML} \times \$25.00/\text{ML}}{90 \text{ M}^3}$

= Coeficiente de Barrenación/M³ = \$ 3.542

d) Costo Total por M³

= \$ 4.842

e) Costo Total/M³

Tons./M³

= Costo Total/Tonelada

= \$ 1.86/Ton.

Los 9 Kgs. de G.E. 60% Caben en 1.80 Mts., los 36 Kgs. de NA-AC caben en 8.45 Mts.

EJEMPLO:

Otra explotación también a cielo abierto sigue las reglas fundamentales de barrenación en banco y con ellas obtiene las siguientes características:

Usa el mismo diámetro que el ejemplo anterior y la misma altura de cara y usa el bordo Correcto $B = 40 \times \phi$ del barreno

ϕ DE LA BARRENACION = $3 \frac{1}{2}$ = 8.9 Cmts.

Altura del Banco = Altura de la Cara = AC = 12.00 Mts.

$B = 3.20$ Mts. $E = 3.80$ Mts.

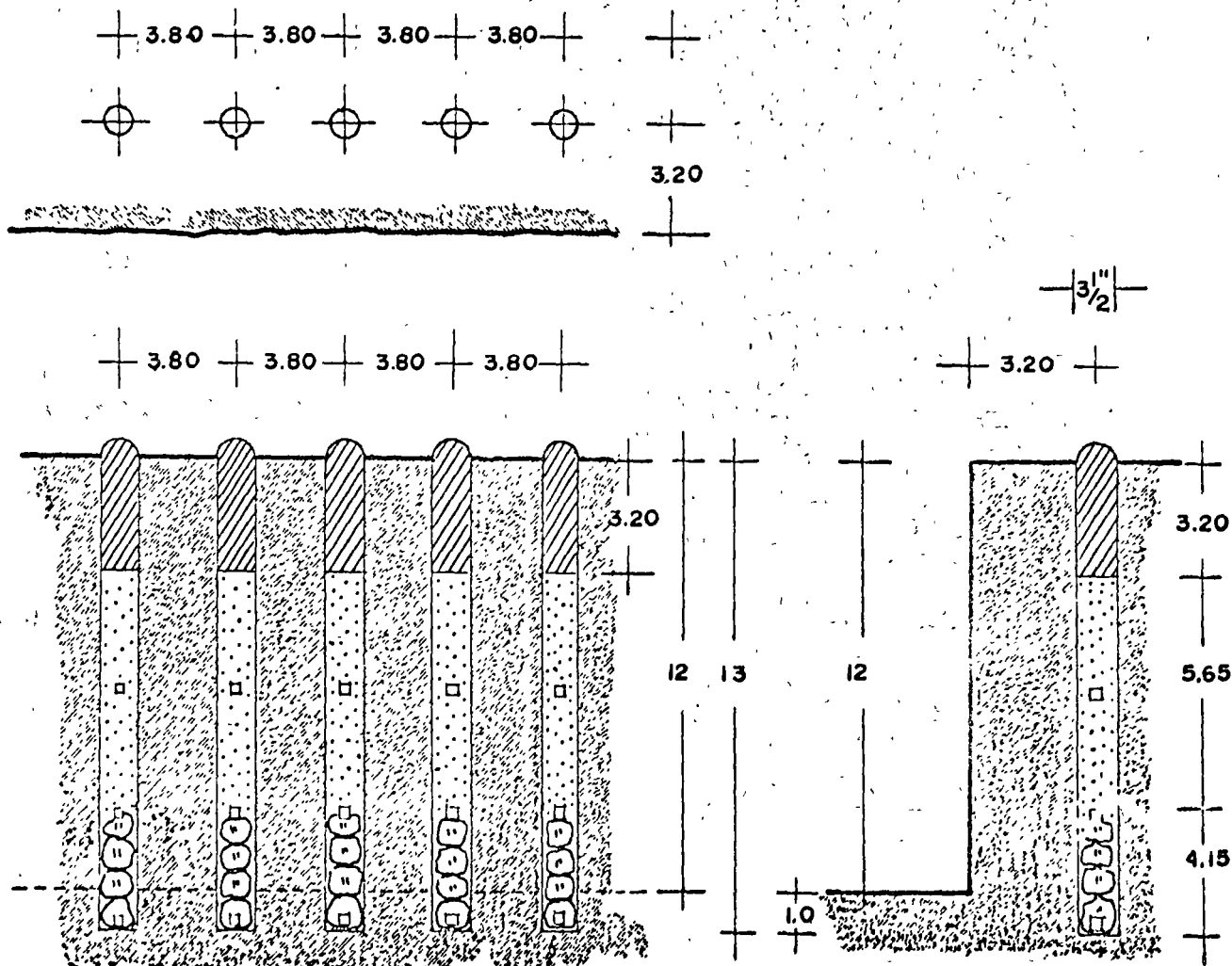
$PB = 13.00$ Mts. $SP = 1.00$ Mts.

$T = 3.20$ Mts. $CF = 4.16$ Mts.

$V = 3.20 \times 3.80 \times 12.00 = 145.92 \text{ M}^3$
 $= 146 \text{ M}^3$

Factor de Carga = 0.5 Kgs./ M^3

$CF = 4.16$ Mts. = 40 Kgs. de "TOVAL" (CF) = 6.65 = 33 Kgs. de "MEXAMON" CCC. (CC)



Costos	146' X 0.5 Kgs./M ³	= 73 Kgs. de Explosivo/Barreno	
\$ 6.5 /Kg.	= "Toval" 75%	= 4.16 Mts. de C.F.	= 40.00 Kgs. de "Toval"
\$ 1.95/Kg.	= "Mexamon" CCC	= 6.65 Mts. de C.C.	= 33.00 Kgs. de "Mexamon" CCC
\$ 25.00/ML.	= Barrenación	= 13.00 Mts. de P.B.	= 13.00 M.L. de Barrenación
a) $\frac{40 \text{ Kgs.} \times \$ 6.5/\text{Kg.}}{146 \text{ M}^3}$		= Coeficiente de Cebo/M ³	= \$ 1.78
b) $\frac{33 \text{ Kgs.} \times \$ 1.95/\text{Kg.}}{146 \text{ M}^3}$		=	
c) $\frac{13.00 \text{ ML.} \times \$ 25.00}{146 \text{ M}^3}$		= Coeficiente de A. Explosivo/M ³	= \$ 0.44
d) Costo total por Metro Cúbico		= Coeficiente de Barrenación/M ³	= \$ 2.22
e) $\frac{\text{Costo Total/M}^3}{\text{Tons./M}^3}$		= Costo Total/Tonelada	= \$ 4.44
			= \$ 1.70/Ton.

COMO HACER USO DEL CUADRO DE COSTO DE VOLADURA*

Por su flexibilidad se le puede adaptar a cualquier clase de operación de voladura. Esta libreta servirá de suplemento a sus instrucciones y de guía de referencia cuando se necesite.

Hay que seguir los siguientes pasos:

Llénense todos los espacios para identificar la voladura, la fecha, el por qué, y los demás datos pertinentes. Después de hacer unos cuantos trabajos, esta información vendrá a tener mucho más significado que los resultados de una sola voladura. Una confrontación de todos los hechos con todos los costos puede sugerir cambios en lo que se refiere al ahorro y a la utilidad.

EN LAS PAGINAS SIGUIENTES.

Están paso a paso el registro de los costos agrupados bajo los rubros principales de PERFORACION, VOLADURA PRIMARIA, MONEO SECUNDARIO Y EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA, más un encabezado por separado para VARIOS.

Bajo los rubros principales, los costos se subdividen en COSTOS DE OPERACION, MATERIALES Y ACCESORIOS Y MANTENIMIENTO Y REPARACIONES. Se ha hecho esto para ayudarle a efectuar un análisis de los costos individuales.

ONLY FROM

1 AGO. 1967

WILLIAMS

PRE-STRESSED

GROUTED ROCK BOLTS

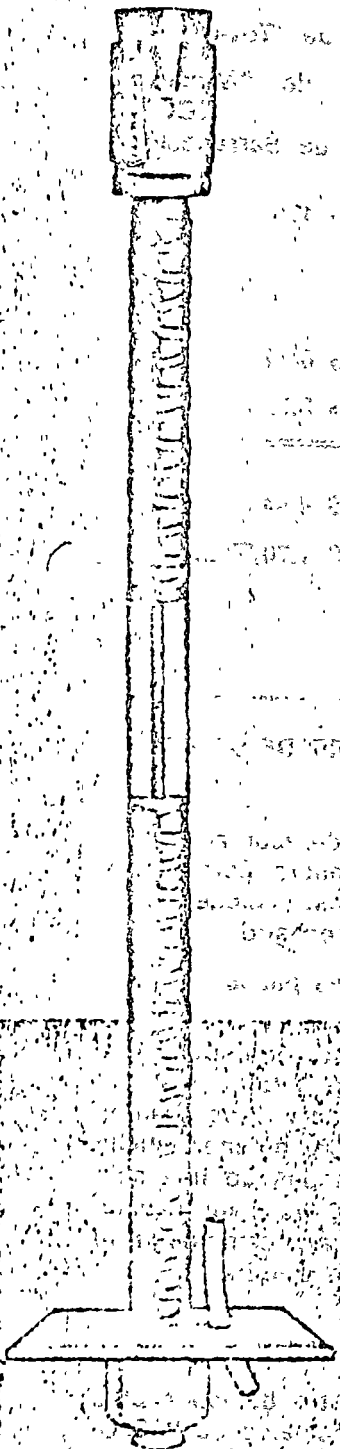
- POSITIVE INSPECTION

- WITH DE-AIR HOLE

HOLLOW ← "SPIN-LOCK"

ROCK BOLT manual

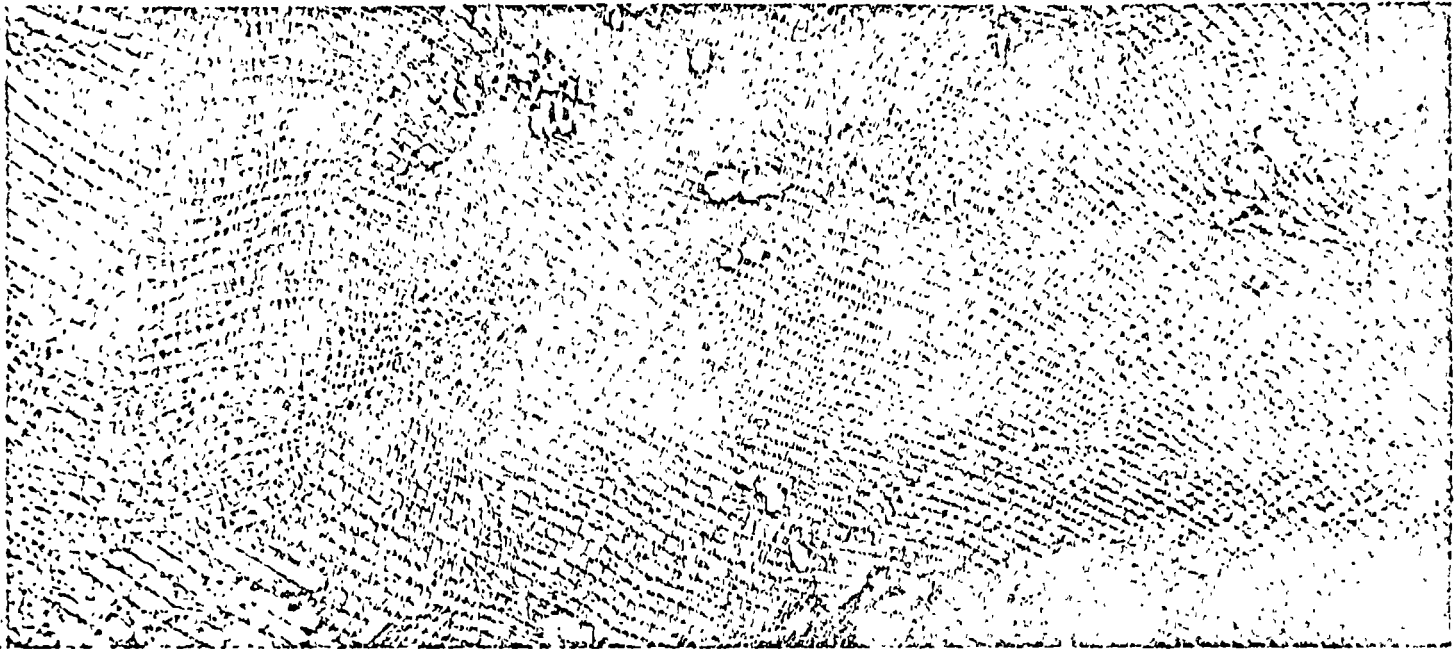
No. 5-66



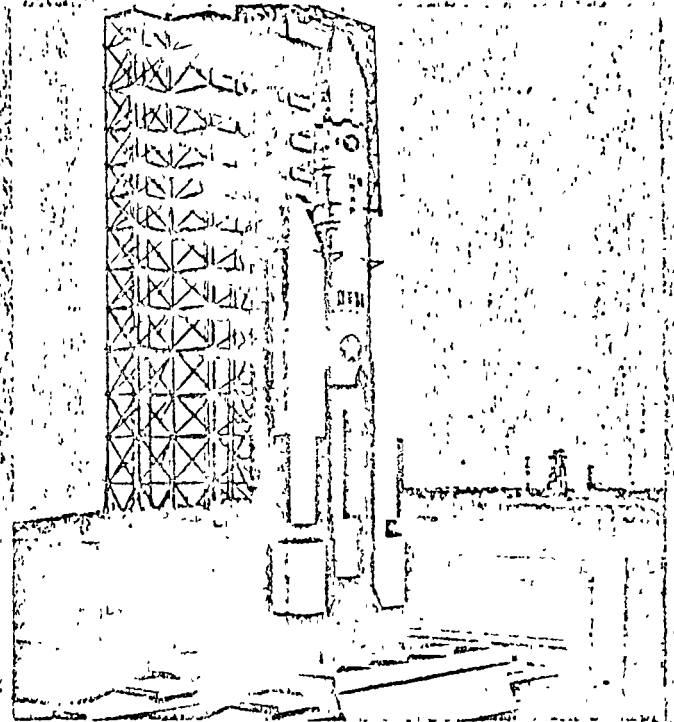
WILLIAMS FORM ENGINEERING CORP.

1501 MADISON, S.E.
GRAND RAPIDS, MICHIGAN 49507
PHONE (616) 452-3107

Williams Form Engineering Corp. believes that the most reliable strength test of a Rock Bolt is through direct tensile testing utilizing Williams quality control of threads and hardware components. The use of Williams Rock and Roof Bolts assures high performance standards with related economies. Services of a Williams representative are available to you in the development of techniques to meet your bolting requirements.



Col. W. B. Erwin (retired) Rock Bolt Division Manager, Williams Form Engineering Corp. of Portland, Oregon and Jack Stinebaugh (right) Superintendent, Martin K. Eby Construction Company of Englewood, Colorado, inspect rock bolts installed at the Martin Company's Denver Division TITAN III Vertical Test Cell. The 20 foot-long Williams Groutable Pre-Stressed hollow Re-bar Rock Bolts were anchored in the bed rock beneath the test facility.



LAUNCH READY—This artist's conception of the USAF TITAN III Standard Space Launch System Vehicle, workhorse booster of the space age shows the mighty space vehicle at a proposed Integrate-Transfer-Launch facility at Cape Kennedy, Florida. Martin Company a division of the Martin Marietta Corporation, is systems integration contractor. The TITAN III will generate a total of more than 2.5 million pounds of thrust.

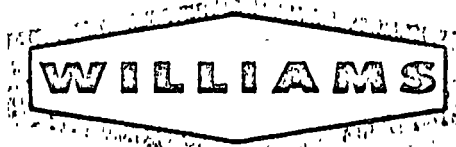
WILLIAMS PATENT RIGHTS			
2,534,154	2,916,245	3,079,186	3,199,721
2,631,252	2,962,769	3,107,087	3,204,416
2,644,219	2,967,343	3,107,558	3,207,229
2,652,125	2,974,496	3,139,730	3,215,389
2,695,413	2,981,998	3,144,699	3,227,873
2,702,420	2,994,917	3,152,198	3,233,025
2,724,165	3,011,123	3,160,988	3,237,011
2,731,441	3,019,600	3,174,504	3,237,416
2,825,115	3,065,010	3,186,679	3,234,742
2,893,071		3,170,601	

There are over 140 active foreign patents in addition to the above active United States patents, as well as an additional large number applied for.

WILLIAMS FORM ENGINEERING CORP.

MAIN OFFICE:
Grand Rapids, Michigan 49507 • 1501 Madison, S.E. • Phone (616) 452-3107

WESTERN OFFICES:
Portland, Oregon 97211 • 751 N.E. Lombard St. • Phone DUller 5-4548
South San Francisco, California 94083 • Post Office Box 88 Ph. JU 96077



CONFIDENTIAL: This Literature is supplied for personal information and not to be disseminated.
Patents Pending on various Williams Form Hardware Items.

WHY WILLIAMS?

1. Williams has developed the only Groutable Rock Bolt that can be prestressed before grouting.
2. Williams "De-air-hole" Re-Bar is the only Hi-tensile Pre-Stressed Groutable Rock Bolt that insures complete solid seal grouting of seams, as indicated by the grout return through the de-air-hole. It is self inspecting. This results in a homogeneous mass of rock, preventing slides from starting.
3. The test of a good Rock Bolt is not the diameter or weight of the bolt, but the tensile strength of the resulting anchorage and resistance of the rock to slides.
4. You always get a set with Williams "Spin Lock" Rock Bolts in any type strata.
5. An ungrouted Rock Bolt is subject to rock relaxation, and deterioration at both rock and the rock bolt, which grouting eliminates.
6. Williams Pre-Stressed Groutable De-Air-Hole-Re-Bars provide by far the lowest labor cost system on the market; the results make it the most economical.
7. Coupling long extensions to the outer threaded Williams Rock Bolts, for deeper drill holes, presents no problem.
8. Hi-tensile steel permits high torqueing of long anchor bolts in deep holes without substantial power loss that would result through the use of mild steel rods.

THE ONLY PRE-STRESSED, GROUTABLE ROCK BOLT PROVIDES POSITIVE INSPECTION AT DE-AIR HOLE

The deformed, high-bond bolt rod, of this US-O series, is manufactured by a special process, from a high grade of steel, substantially exceeding the strength of common re-bar stock. The standard expansion shell head assembly is designed to develop the full strength of this rod.

This bolt has many unique advantages:

- A. Strata can be bolted and prestressed prior to grouting;
- B. Low labor cost pressure grouting, with assurance all voids and open fissures are thoroughly grouted;
- C. Added strength of an expansion rock bolt shell, plus complete grouting;
- D. Ease of handling in high or difficult places. A minimum length rod with expansion shell assembly can be placed in a drill hole, extra lengths coupled on, as the bolt is inserted to the desired depth, then spun set, pre-stressed, and grouted as a single unit. This is only possible through the outer thread feature of Williams Rock Bolts;
- E. Proof positive of thorough grouting as proven by the return flow of grout;
- F. Ease of tensile testing;
- G. Low ratio of labor cost to hardware. Bolts can be set in one to two minutes and grouted in from 30 seconds to one minute dependent upon length;
- H. Adaptable to any simple type of grout pump or grouting procedure.

WILLIAMS

HOLLOW BAR "SPIN-LOCK"

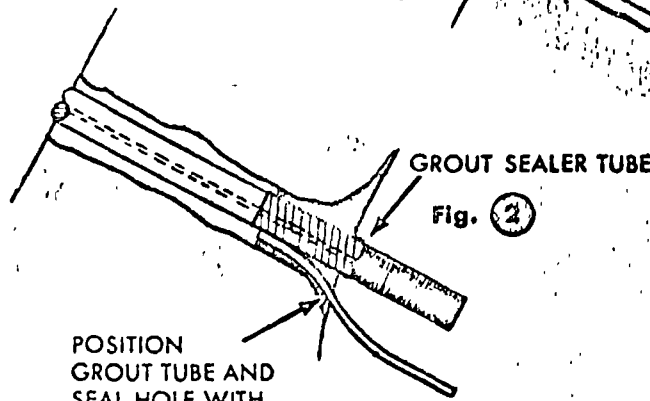
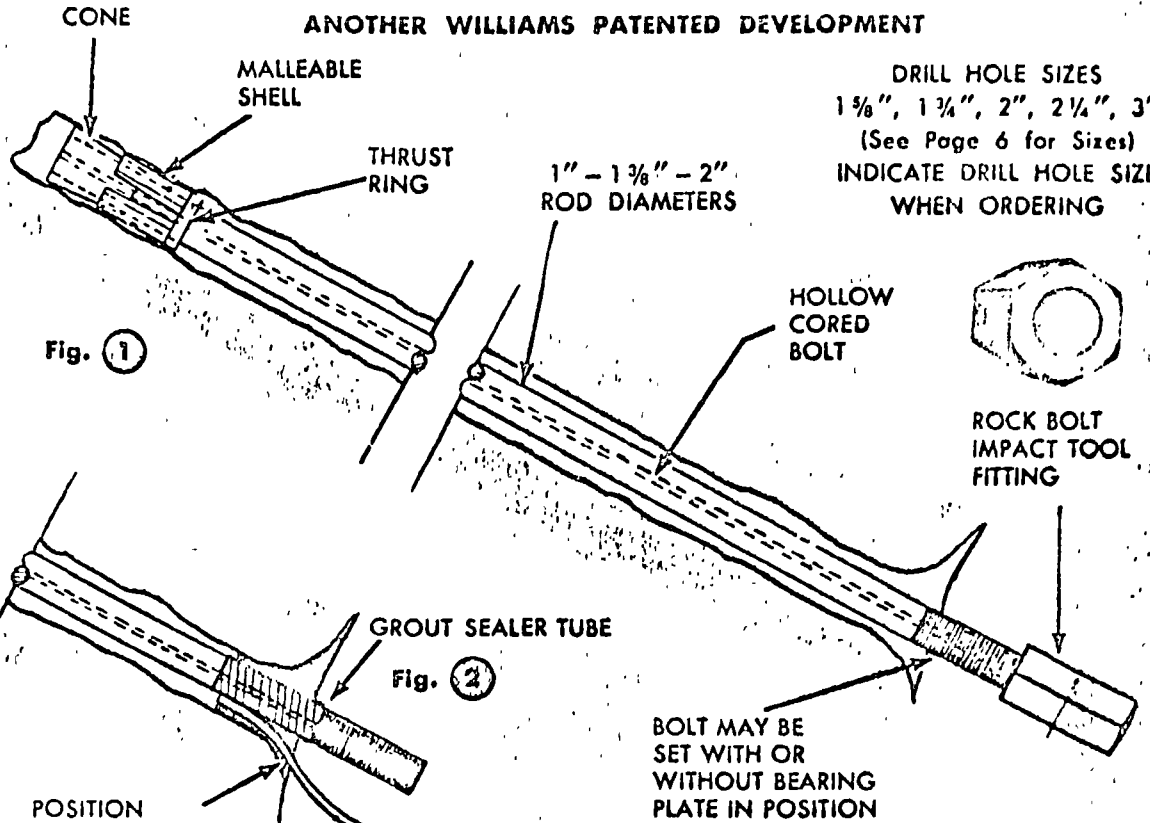
PRE-STRESSED GROUTABLE

THE GREATEST ADVANCE IN ROOF BOLTS APPLICATIONS IN TUNNEL CONSTRUCTION

SHIPPED COMPLETELY ASSEMBLED

ANOTHER WILLIAMS PATENTED DEVELOPMENT

DRILL HOLE SIZES
1 5/8", 1 3/4", 2", 2 1/4", 3"
(See Page 6 for Sizes)
INDICATE DRILL HOLE SIZE
WHEN ORDERING



POSITION GROUT TUBE AND SEAL HOLE WITH WILLIAMS WIL-KWIK-SET COMPOUND OR RE-BAR SEAL PLUG. (Sets hard in 2 to 3 minutes.)

BOLT MAY BE SET WITH OR WITHOUT BEARING PLATE IN POSITION

GROUT PROVIDES ADDITIONAL STRENGTH AND PROTECTION AGAINST CORROSION, FILLS HOLE TO REGION BACK OF ANCHOR PROTECTING COMPLETE INSTALLATION AND BINDS ANCHOR AND ROCK TOGETHER.

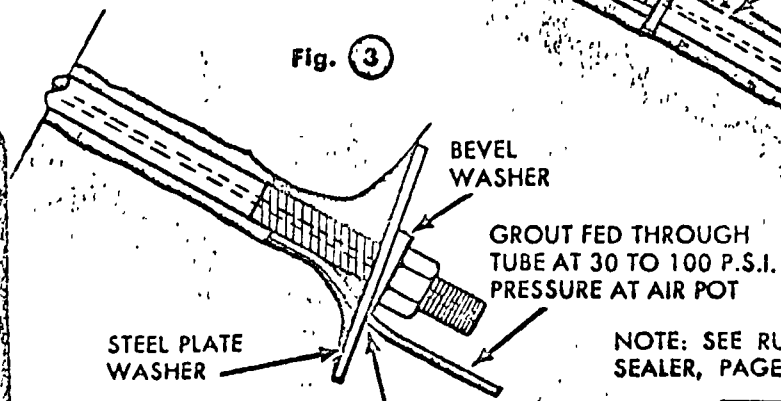


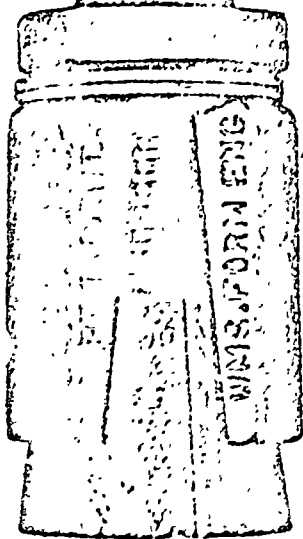
PLATE WASHER AND NUT ASSEMBLY NUT TENSIONED 50 FT. LBS. TORQUE OR MORE AS REQUIRED TO PRE-STRESS BOLT PRIOR TO GROUTING

PLASTIC GROUT TUBE FITS THROUGH KEYHOLE SLOT IN SQUARE WASHER

NOTE: SEE RUBBER SEALER, PAGE 12

SPECIFY WILLIAMS FOR

1. A high bond Rebar with De-Air Hole.
2. Highest test Wil-Grip Rock Anchor.
3. The Wil-Clear Beveled Washer.
4. Key Hole Pressure Plate.
5. Wil-Kwik Set Grout Seal.
6. Wil Grout Additive (1 ten spoonful per sack).



'RE-BAR' ROCK BOLT

FOR HI-BOND PRESSURE GROUTING



For permanent anchorages — for temporary anchorages in hard or weak strata

INSTALLATION AND GROUTING PROCEDURE FOR WILLIAMS PRE-STRESSED GROUTABLE HOLLOW RE-BAR ROCK BOLTS USE OF "WIL-KWIK-SET" and "WIL-GROUT ADDITIVE"

1. Drill hole, of prescribed diameter, to suitable depth in rock. * Clean drill hole. Insert bolt, with thrust-ring, malleable shell, and cone set in position on the inner, threaded portion of bolt. Expand rock bolt, by rotating rod clock-wise with a wrench (preferably an impact wrench) applied to protruding end of bolt rod. The Williams Rock Bolt impact tool fitting** is especially designed for this purpose. The bolt can be set either with or without the steel bearing plate in place, and with any desired amount of thread extending beyond the hex-nut. After setting the bolt, reverse direction of the wrench, to remove the setting tool.

2. Place a short length of grout tube in place, and seal the hole entrance with Williams "Wil-Kwik-Set" (sets in 2-3 minutes).

3. The special Williams keyhole bearing plate is immediately applied to the face of the hole (if not done previously), with the grout tube extending about 6" through the hole provided for this purpose. Apply beveled washer, if required, and steel hex nut. Torque the nut to stress the rock bolt to desired loading, consistent with compressive strength of the rock, but not to exceed the working load of the bolt (see tables, Engineering Charts). In soft rock or muddy drill-holes, it is advisable, at this stage, to insure de-air hole is clear, by blowing out with air prior to grouting.

4. Grouting Procedures:

A. Grout should be mixed in approximately 0.4 water/cement ratio. Cement should have a fineness as in high early-strength cements, such as Portland Type 3 (4500 cm²/gm), as measured by the Blaine method.

B. Use "Wil Grout" powder additive 0.005% by weight of cement (two grams, or one level teaspoonful for each sack of cement), or use Williams "Wil-Grout" already mixed Additive expands grout 3 to 4% by volume prior to the gel stage.

B. (Alternative) If "Wil-Grout" is mixed on the job, it can best be accomplished by use of a four-blade air-or electric-driven mixer. Three minutes mixing produces excellent results.

C. FOR UP-GROUTING, inject grout at the pressure required to offset static head (usually about 30 PSI). Grout should be forced through the short tube which will be placed at the lower level of the hole See (Fig. 2 Page 4) until it spurts through the de-air hole in the end of the bar. Then plug both openings with Williams Plugs supplied for this purpose. Discharge of grout in a steady stream through the de-air hole is positive proof that the entire hole is filled and entire area of the bolt including seams is well grouted.

D. IN HORIZONTAL OR DOWN-GROUTING, reverse the above procedure and grout through the hollow core using Williams Grout Adapter Fitting, Page 13, venting through the short tubing placed at the highest point of the hole.

E. WHEN GROUTING IN WATER USE THE SAME PROCEDURES OUTLINED ABOVE. By utilizing Williams Pre-stressed Groutable Hollow Re-Bar Rock Bolts, grout is forced into areas in back of the anchorage, as well as into all porous rock-seams, fracture zones, and voids in the area of the drill-hole. Only Williams pre-stressed Pre-Set Hollow Re-Bar Anchor in combination with special plates for grouting after prestressing, gives external proof (return grout flow) of a job well done.



Fig. 5

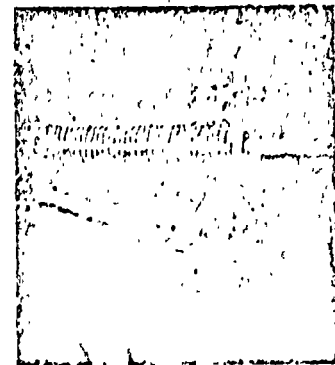


Fig. 6

Return
Flow
Grout
Stream

Grout is approximately 0.4 water/cement ratio. Wil-Grout powder additive 0.005% by wt. This is approximately 1 teaspoonful of Wil-Grout powder per sack of cement and creates 3 to 4% expansion. To create a uniform suspension of Wil-Grout additive in cement, add water and mix with a mixer of an egg beater type, driven by an air or electric motor and then pour into grout pot.

A STANDARD EXPANSION SHELL HEAD ASSEMBLY FOR ALL ROOF AND ROCK BOLTS



As a convenience to the user, Williams has developed and job proven a standard expansion shell assembly for all bolts. This minimizes the number of sizes and types and makes it simpler to specify, or order, the correct bolt.

The Williams System features outer threads and heavy duty hex nuts against the steel bearing plate, on all models. This provides the following efficient and economical advantages:

1. Strata can be bolted and pre-stressed prior to grouting in order to hold grouting pressures.

2. Outer threads can be utilized for secondary bolting, such as coupling-on supports for slick lines, air ventilation pipes, air, water, electric, or trolley line supports, and aligning transition or jumbo forms used for lining tunnels with concrete.

3. Low labor cost pressure grouting, with assurance all voids and open fissures are thoroughly grouted.

4. Easy removal of steel bearing plates for various purposes, such as later attachment of other bearing plates, ties, wire mesh, or utility line supports. Without relieving the stress on a bolt, these can be added later and secured with a second nut and washer, if required.

5. Added high strength of Williams expansion rock bolt, shell, plus complete grouting.

6. "Shimming out" and re-use of a bolt in the event of over-break in the rock face due to blasting.

7. Ease of coupling two or more rods, as the bolt is inserted, to accomplish deeper bolting. This is especially advantageous in working in small diameter shafts, on high faces, or hard-to-reach places.

8. Placement of steel bearing plates over the bolt rod at any time before or after the anchor is set.

9. Proof positive of thorough grouting as proven by the return flow of grout thru de-air hole in re-bar.

10. When desired, a Williams Bolt can be set by expansion, but not stressed in tension until so desired.

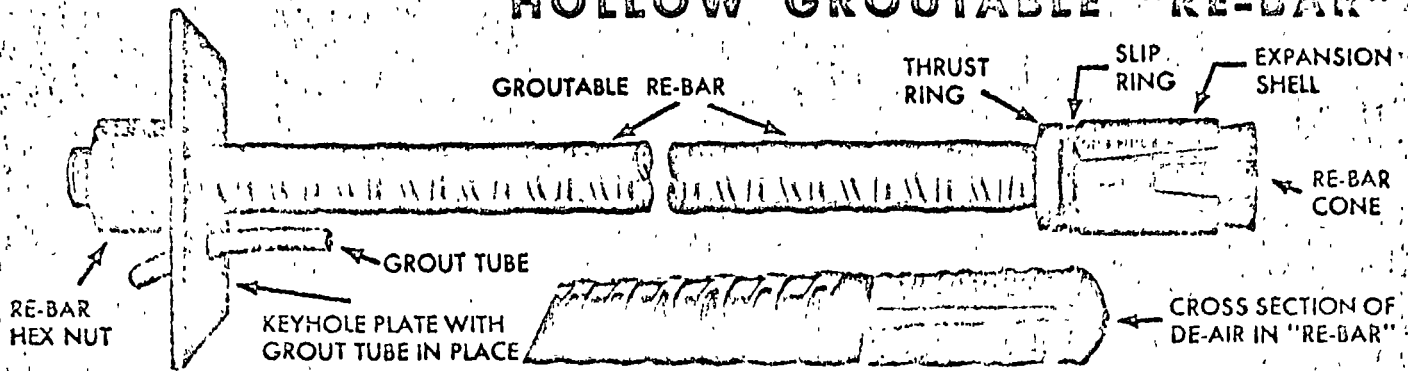
11. Ease of tensile testing (threaded end for convenience).

12. Low ratio of labor cost to hardware. Bolts can be set in one-two minutes and grouted in from 30 seconds to one minute dependent upon length.

13. Adaptable to any simple type of grout pump or grouting procedure.

WILLIAMS

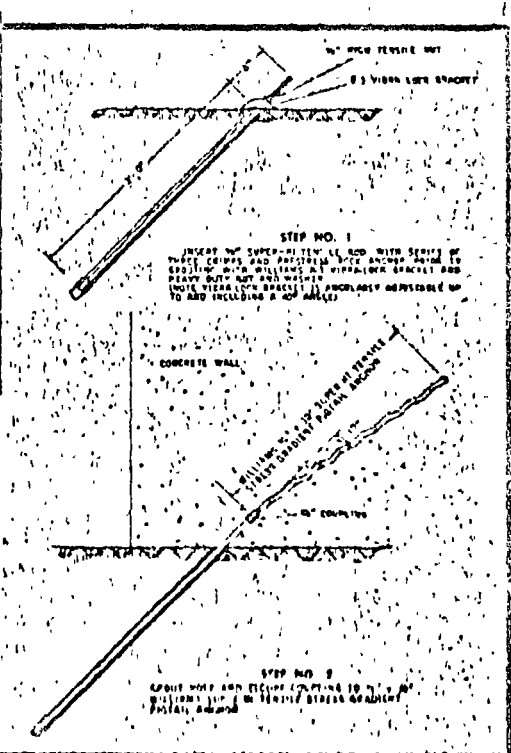
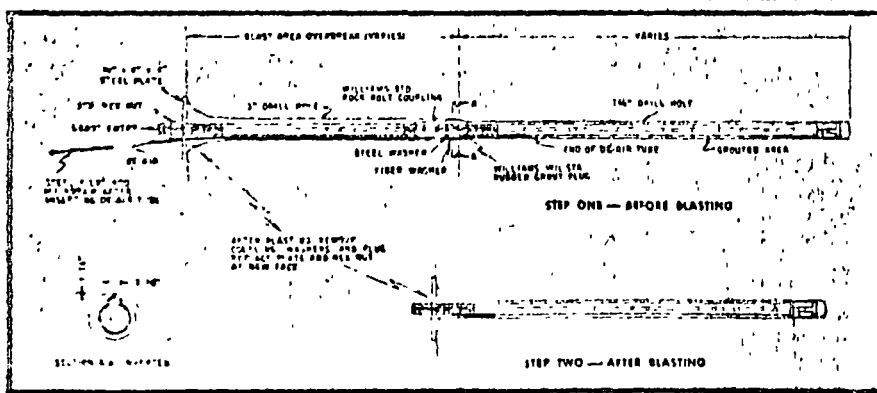
Williams High Strength - High Bond PRE-STRESSED HOLLOW GROUTABLE "RE-BAR"



1. SPECIFY REQUIRED STRENGTH of ROCK BOLT and PAY CONTRACTOR on a strength per foot basis, rather than a per pound basis
2. SPECIFY Williams Hi Bond Cored ReBar FOR PRESSURE GROUTING and 360 degree expansion on Highest Test Anchor. All Williams Rock Bolts have 360 degree Wil-Grip fullest perimeter expansion Cone Anchor, with greatest amount of shell in bearing against rock.
3. Wil Kwik-Set Grout for sealing and positioning grout tube and Rebar Rock Bolt, sets in two minutes. Wil-Grout additive (one teaspoonful per sack of cement) gives 3 to 4 percent expansion of grout. Use 5 gallons of water per sack of cement
4. Grouting provides additional strength and protection of Rock Bolt and anchor against corrosion, filling seams and bonding rock together. Williams Special Keyhole plate, nut, and beveled washer are normally coated for protection against corrosion.

Reference Column No. 1		2	3		4		5	6	7	8	9		
When ordering specify Williams Rock Bolt type and Length		STANDARD DRILL HOLE SIZES See note below	DRILL SIZE		TORQUE		MAXIMUM WORKING LOAD OF WMS SUPER-HI BOLT TO ELASTIC LIMIT (in lbs.)	NOT GROUTED RATING USING 2/3 OF THE MAXIMUM WORKING LOAD (in lbs.) See note ** below	GROUTED ULTIMATE STRENGTH OF WMS SUPER HI TENSILE LOAD (in lbs.)	US NC THD:	MOST POPULAR SIZES FOR		
Plain Solid Bar with Nut, Keyhole plate and Anchor assembled. Constitute 1 Rock Bolt.	Plain Solid Bar Crimped (c), Hi Bond Hollow ReBar (HR) for grouting with Nut keyhole plate and Anchor assembly		Normal and Hard Rock	Sandstone Compacted Sediments	Torque Ft. lbs. on rod to expand Anchor	Torque Ft. lbs. on Nut against plate to bind rock to proper tension for Not Grouted Max Working Load					Groutable Rock Bolts	Rock Bolts OR R & R Bolts	
No	No												
US-1	US-3C Solid Bar	1 1/4"	} or 1 3/4" SEE LONG CONE AND SHELL PAGE 14	1 1/4"	25 to 50	50	7,500	5,000	9,000	1/2"			
US-4	US-4C Solid Bar	1 1/2"		1 1/2"	30 to 100	100	15,000	10,000	19,000	3/8"			
US-5	US-5C Solid Bar	1 3/4"		1 3/4"	35 to 150	150	21,000	14,000	25,000	3/4"			
US-6	US-6C Solid Bar	1 7/8"		1 7/8"	40 to 250	250	30,000	20,000	35,000	7/8"			
US-7	US-7C Solid Bar	2"		2"	45 to 450	450	45,000	30,000	58,000	1"			
US-8	US-8C Solid Bar	2 1/4"		2 1/4"	50 to 700	700	60,000	40,000	75,000	1 1/4"			
HOLLOW REBAR													
US-11H	US-8HR Hollow ReBar	1 1/2"		1 3/4"	1 1/2"	50 to 250	250-500	30,000	20,000	40,000	1"		
US-011H	US-11HR Hollow ReBar	2"	2 1/4"	2 1/4"	50 to 1000	500-1000	74,000	47,000	100,000	1 1/2"	UTIF		
US-016H	US 16HR Hollow ReBar	3"	INFORMATION SUBMITTED UPON REQUEST					148,000	94,000	200,000	2"	UTIF	

*Subject to alterations by engineering officer in charge due to unusual conditions in rock.
**Suggested computation in determining rock bolt pattern.

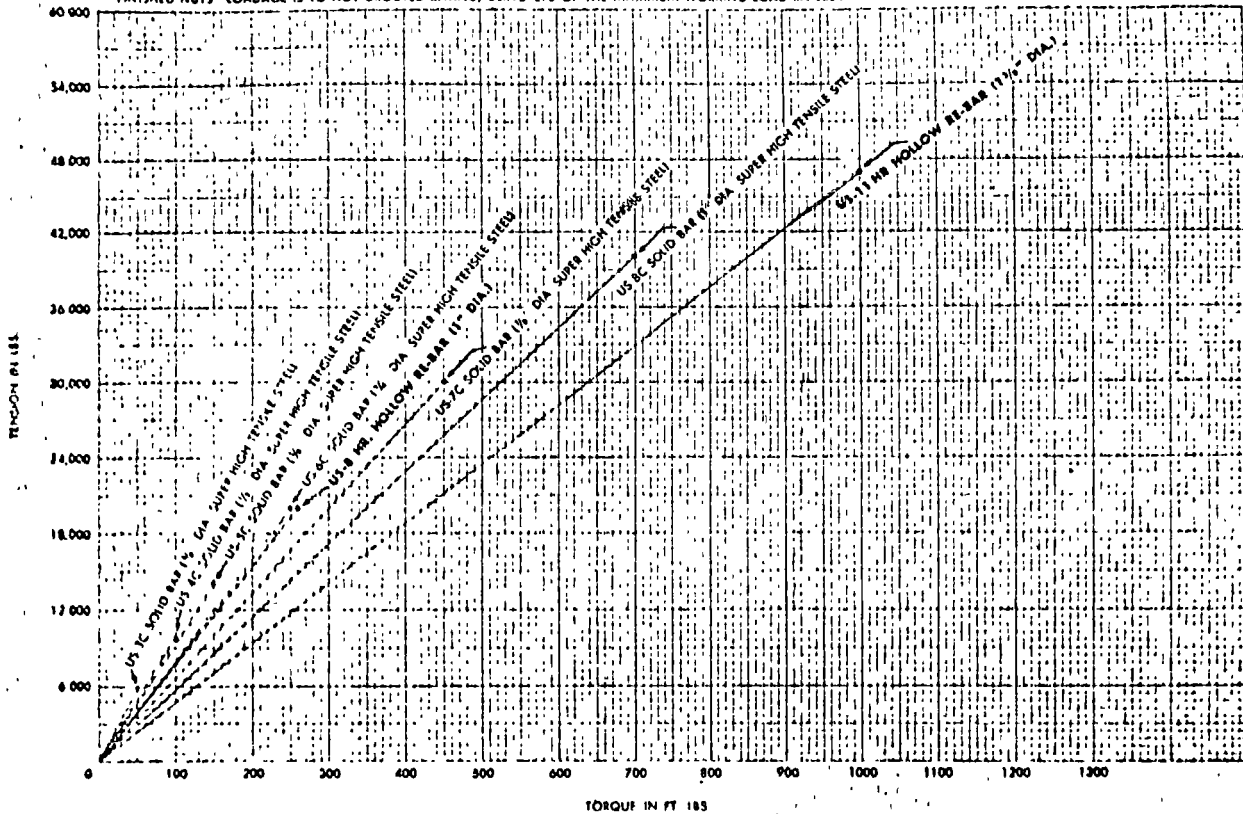


Rock Bolt Pod should be specified by a strength characteristic and not by the mere specification of a rod diameter without strength specification.

DRILL HOLE DIAM	CORRESPONDING ROD DIAM.
(1 1/4") (1 1/2") (1 3/4") (2")	3/8" - 1/2" - 5/8"
(1 1/2") (1 3/4") (2") (2 1/4") (2 1/2") (2 3/4") (3")	1/2" - 3/4" - 1" - 1 1/4" & 1 1/2"
(1 3/4") (2") (2 1/4") (2 1/2") (2 3/4") (3") (3 1/4") (3 1/2")	1" & 1 1/4"
(2 1/4") (3")	1 1/2" - 1 3/4" - 1 3/8" - 1 3/4" & 2"
(1 1/2") (1 3/4") (2") (2 1/4") (2 1/2") (2 3/4") (3") (LONG SHELL)	1/2" - 3/4" - 1" - 1 1/4" - 1 1/2" & 1"

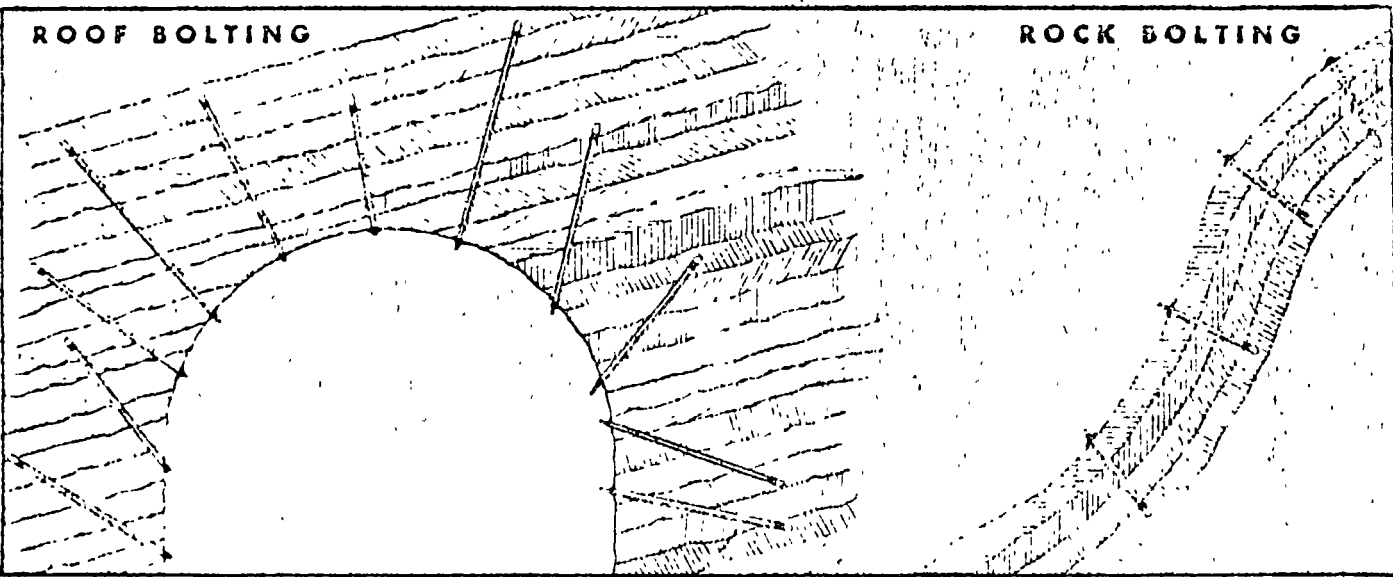
NOTE - FRACTIONS WITHOUT () ARE STANDARD SHELLS FOR THAT DRILL HOLE SIZE
FRACTIONS WITH () ARE DRILL HOLE SIZES THAT THE FOLLOWING SHELL WILL WORK WITH
EXAMPLE (1 1/4") DRILL HOLE WILL WORK WITH 1 1/4" SHELL

TOQUE TENSION GRAPH — USING WILLIAMS HOLLOW BAR GROUTABLE "BE BAR" ROCK BOLTS AND WILLIAMS SUPER HIGH TENSILE STEEL TIE RODS AND HEAVY DUTY COLD FINISHED NUTS. LOADAGE IS TO NOT GROUDED RATING, USING 2/3 OF THE MAXIMUM WORKING LOAD (IN LBS.)



ROOF BOLTING

ROCK BOLTING



THE PRINCIPLES OF ROOF AND ROCK BOLTING

Roof-Bolting is a means of strengthening and preserving the natural stresses which exist in rock strata and of guarding against failure due to undermining, tunneling, or other excavation. Rock failures are prevented through the tensile loading of a pattern of bolts, thereby placing the strata under compression, and preventing the development of tension in weak rock strata. The result is a reinforced, "laminated" beam, that will resist sagging, cracking, falling, and/or lateral movement among its components.

Rock Bolting, whether horizontal, angular, or downward, achieves a mechanical result similar to that developed by a bolt pattern applied to vertical faces or slopes. In this development, each bolted layer acts as a foundation for the layer above, thereby stabilizing the entire formation.

Thus, rock-bolts are utilized to support weaker strata, by bolting to stronger formations, or by "sandwiching" a weak layer between stronger layers.

The strength of a rock-bolt is limited by the tension which can

be applied without failure of the expansion-anchor, or of the anchorage, itself. Williams developments in expansion-shell bolts have been followed with keen interest by those concerned, in the mining and construction industries. Essentially, this interest is occasioned by the desire for extra safety coupled with operational efficiency. From an engineering standpoint, it is essential that a bolt do the job demanded of it, regardless of variations in the strength of the rock formations encountered. It has been job proven, time and again, that Williams "spin-lock" expansion shell bolt will meet all bolting requirements, in any strata which can be bolted.

To comply with the need for bolts which will satisfactorily anchor a broad range of variable rock formations, Williams has designed and developed a complete "family" of rock-bolts, together with a simple and efficient system of installation.

Before proceeding with your next project, consult with a design agency familiar with Williams Rock-Bolting. Williams Form Engineering Corporation would be pleased to recommend one.

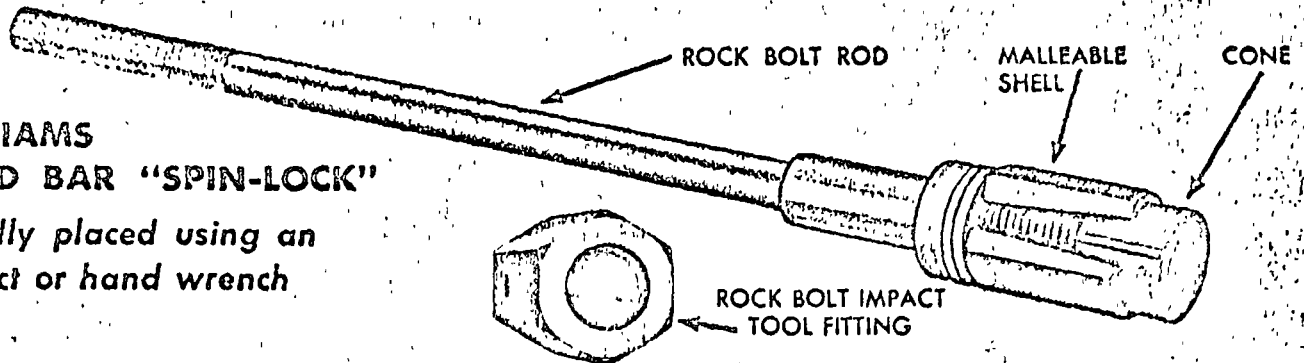
WILLIAMS

THE WILLIAMS SOLID BAR

(US-S Series — Super-Hi Tensile Steel) (US-SC Series — Super-Hi C Steel)

WILLIAMS SOLID BAR "SPIN-LOCK"

Rapidly placed using an
impact or hand wrench



TENSILE TESTED WITHOUT GROUT UP TO 72,000 LBS. (1" DIAMETER SIZE) WITHOUT PULLING

The rod of the US-S Series is manufactured from a high grade steel called Williams Super-Hi Tensile; the expansion shell assembly is of malleable iron or aluminum alloy. The head assembly is designed to develop the full ultimate strength of the Super-Hi Tensile Rod. This is the only head assembly that will develop the full strength of Williams Super-Hi Tensile Rods. These bolts are used in all types of hard and medium rock-bolting where very high tensile loadings are desired or specified. (See bolt numbers and strength tables on page 6.)

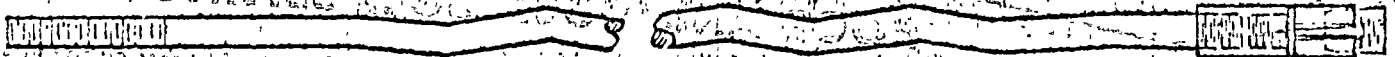
Where roof-rock-bolting, or lagging is desired at conventional to high strength tensile requirements, the bolt rod is furnished from a closely controlled grade of Williams Super-Hi Steel (US-SC series), with proportionate savings in cost. The expansion shell head assembly is identical to, and interchangeable with, the Super-Hi Tensile Bolt. (See bolt numbers and strength tables on page 6.)

Your Williams Rock Bolt Division representative will meet with your staff and assist in any tests you desire to make in determining the correct bolts for your requirement.

THE WILLIAMS SOLID BAR BOLT IS USED FOR:

- A. All non-grouted roof or rock bolt applications;
- B. For anchoring off-rock forms in drill holes;
- C. For aligning steel tunnel lining and transition forms;
- D. For securing steel sets in weak strata;
- E. For reinforcing side hill cuts;
- F. Foundation Bolting.


SOLID BAR CRIMPED (PIGTAIL) TYPE (US-C SERIES)



The rod for this bolt is manufactured from Williams Super-Hi Tensile Steel. The expansion shell head assembly is the same as the standard solid bar assembly. See page 6 for strength tables.

A favorite application for this bolt is in providing anchorages for off-rock concrete forming in very weak, blocky, faulted, or decomposed strata. The use of an outer steel bearing plate is optional.

For detailed methods of grouting this bolt contact your Williams Representative.



Place a steel bearing plate over the outer end of the bolt desired, and start the rock-bolt impact tool on the outer thread. Turn the impact tool clockwise with an impact wrench or a hand wrench. When the bolt is securely set, reverse the wrench, remove the rock-bolt impact tool, apply hex nut to outer thread, and torque bolt to specified loading (See tables, page 6.)

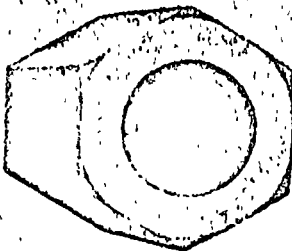
(Note Page 5 relating to the important advantages to be gained in using outer-threaded bolt rods.)

WILLIAMS

ROOF AND ROCK BOLT SETTING TOOLS

Either tool is used in spin setting bolt without a steel bearing plate in place. When a steel bearing plate is used in place against the rock face, while the bolt is being set, the setting tool rides against the plate's outer face. Use a

RBA-2 Series to allow two hex nut thickness of bolt thread to extend outside of the plate. This facilitates later attachment of other hardware and allows bolt to be used for a secondary purpose.



SPEED TYPE ROCK BOLT IMPACT TOOL

A long-life tool for expanding rock bolts. Short Title: "Rock Bolt Setting Tool."



ROCK BOLTING

SUPER-HI TENSILE ROCK BOLT COUPLING

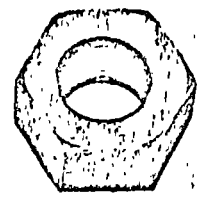


For Splicing Bolts Under
Torque and Tension
State size drill hole and rod

HEAVY DUTY HEX NUTS

Available in all
rock bolt diameters

Hex nuts will develop ultimate
strength of all rod diameters.



WILLIAMS PATENTED KEYHOLE STEEL BEARING PLATE



Special Keyway
Slot provides free
access for grout en-
try tube. Available
in 1" & 1 1/2" diam.
rock bolt sizes.

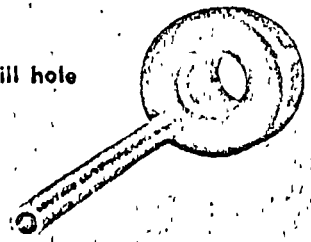
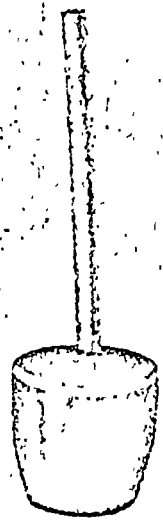


Other sizes on re-
quest. Standard plate size 3/8" x 8" x 8"
for no. 8 bolt, 1/2" x 8" x 8" for no. 11
bolt. Use 2 or more plates for additional
strength.

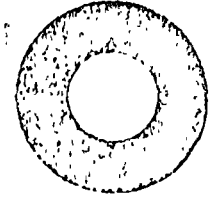
WILLIAMS PATENTED RUBBER SEALER for Rock Bolt Hole

For use as a plug
for groutable rock
bolts

State size drill hole



HARDENED WASHERS FOR HIGH TORQUING



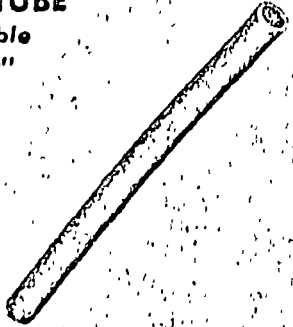
OF ROCK BOLTS

Available for all rod diameters—
used at collar of hole, always pre-
ceding heavy duty hex nut.

HIGH DENSITY PLASTIC GROUTING TUBE

For the groutable
hollow "Re-Bar"

Furnished in
pre-cut lengths
for the Re-Bar
or in rolls



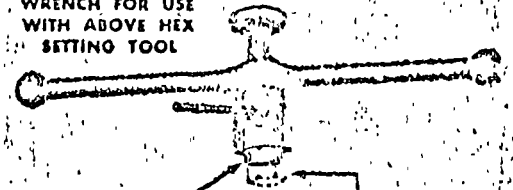
O. D.	I. D.
1/4	1/8
3/8	1/4
1/2	3/8
5/8	1/2

ROOF AND ROCK BOLT SETTING TOOLS

SPEED TYPE ROCK BOLT IMPACT TOOL
A long life tool for expanding rock bolts
Short Title "Rock Bolt Setting Tool."



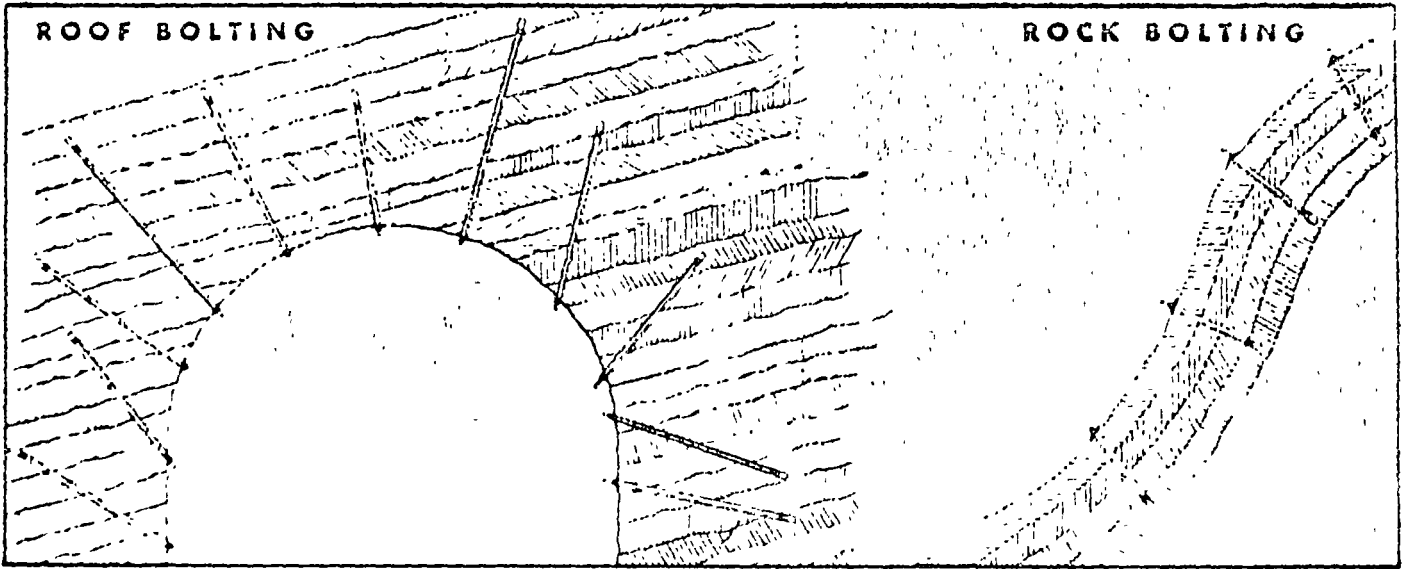
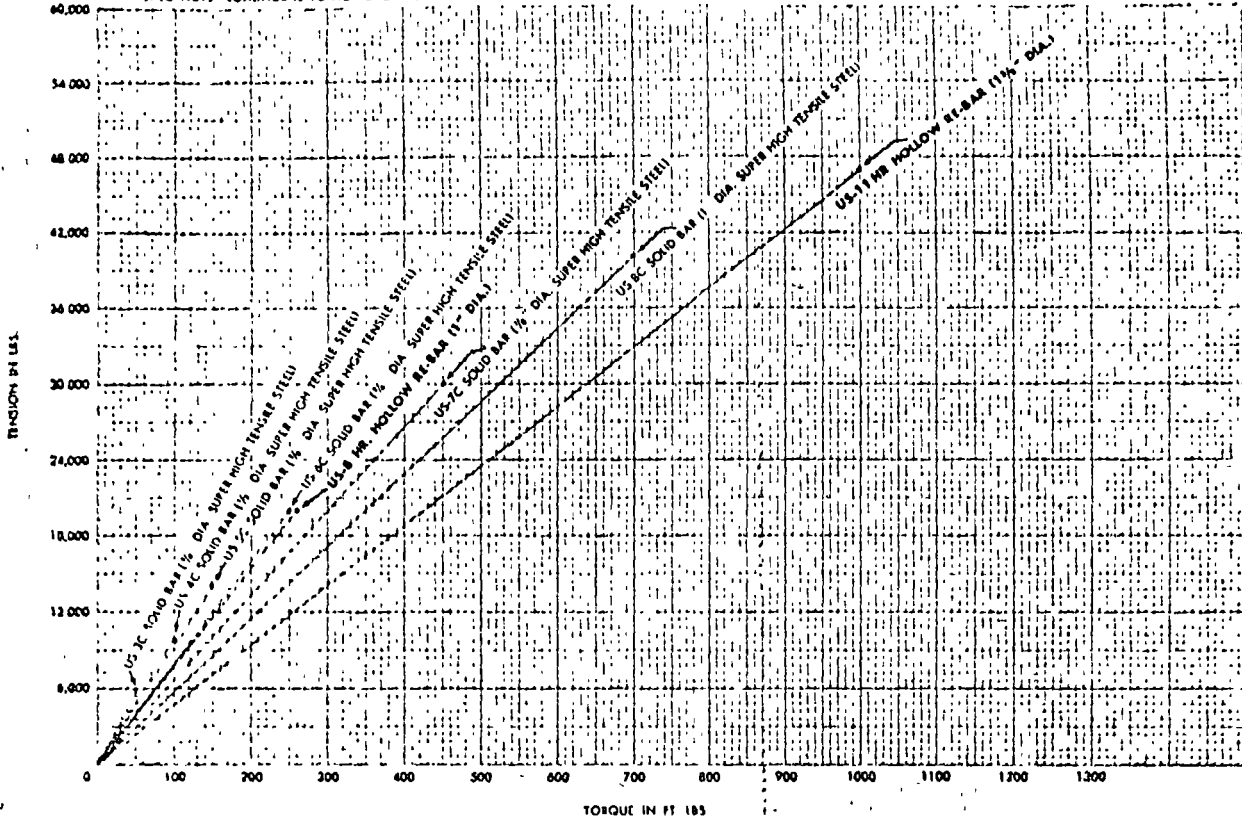
ALUMINUM HAND
WRENCH FOR USE
WITH ABOVE HEX
SETTING TOOL



Thread Equal to
Thickness of One
Nut

Thread Equal to Thickness of Two
Nuts (Bolt to be Used for Later
Attachment of Other Hardware)

TORQUE TENSION GRAPH — USING WILLIAMS HOLLOW BAR GROUTABLE "RE BAR, ROCK BOLTS AND WILLIAMS SUPER HIGH TENSILE STEEL THE RODS AND HEAVY DUTY COLD FINISHED NUTS. LOADAGE IS TO NOT GROUTED BATING, USING 2/3 OF THE MAXIMUM WORKING LOAD IN LB'S.



THE PRINCIPLES OF ROOF AND ROCK BOLTING

Roof-Bolting is a means of strengthening and preserving the natural stresses which exist in rock strata and of guarding against failure due to undermining, tunneling, or other excavation. Rock failures are prevented through the tensile loading of a pattern of bolts, thereby placing the strata under compression, and preventing the development of tension in weak rock strata. The result is a reinforced, "laminated" beam, that will resist sagging, cracking, falling, and/or lateral movement among its components.

Rock-Bolting, whether horizontal, angular, or downward, achieves a mechanical result similar to that developed by a bolt pattern applied to vertical faces or slopes. In this development, each bolted layer acts as a foundation for the layer above, thereby stabilizing the entire formation.

Thus, rock-bolts are utilized to support weaker strata, by bolting to stronger formations, or by "sandwiching" a weak layer between stronger layers.

The strength of a rock-bolt is limited by the tension which can

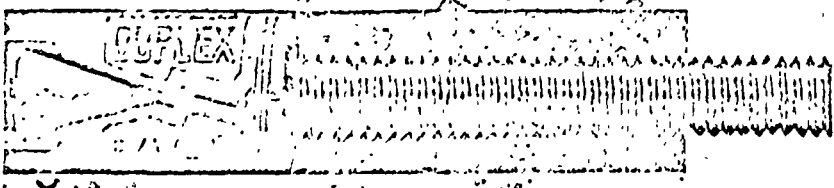
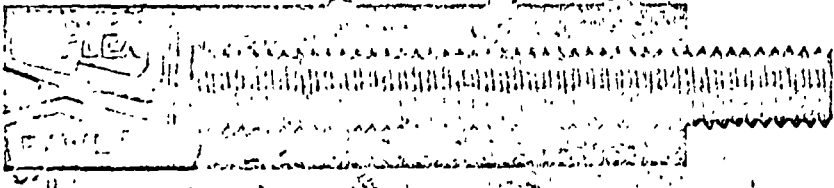
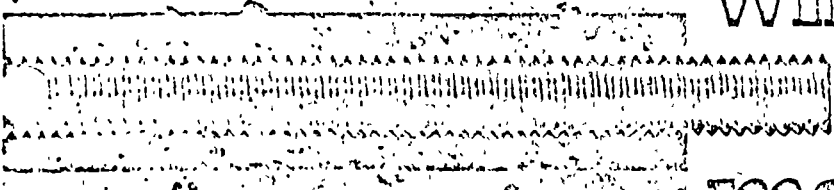
be applied without failure of the expansion-anchor, or of the anchorage, itself. Williams developments in expansion-shell bolts have been followed with keen interest by those concerned, in the mining and construction industries. Essentially, this interest is occasioned by the desire for extra safety coupled with operational efficiency. From an engineering standpoint, it is essential that a bolt do the job demanded of it, regardless of variations in the strength of the rock formations encountered. It has been job-proven, time and again, that Williams "spin-lock" expansion-shell bolt will meet all bolting requirements, in any strata which can be bolted.

To comply with the need for bolts which will satisfactorily anchor a broad range of variable rock formations, Williams has designed and developed a complete "family" of rock-bolts, together with a simple and efficient system of installation.

Before proceeding with your next project, consult with a design agency familiar with Williams Rock-Bolting. Williams Form Engineering Corporation would be pleased to recommend one.



Duplex Anchors will sink to any depth to make a fixing.



Duplex Stud Anchors provide a secure fixing at any depth in a hole and can be set firmly in all types of masonry, or rock, prior to the attachment of the article being fixed.

Duplex Anchors work even in weak masonry because they eliminate loading at the surface. The anchor expands by parallel expansion and grips solely by turning the stud and does not-unlike ordinary bolts-rely on surface resistance.

Duplex Anchors will withstand loads equal to the breaking strain of the bolt.

In 2 minutes a hole can be drilled 6 inches deep in average material and a 1/2-inch Duplex Anchor inserted and tightened, ready for the maximum load.

To: The Rawplug Company Limited, Dept. JES,
Rawplug House, Kingston upon Thames, Surrey.

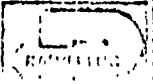
Please send free technical literature on Duplex Stud Anchors.

Name _____

Position _____

Address _____

4



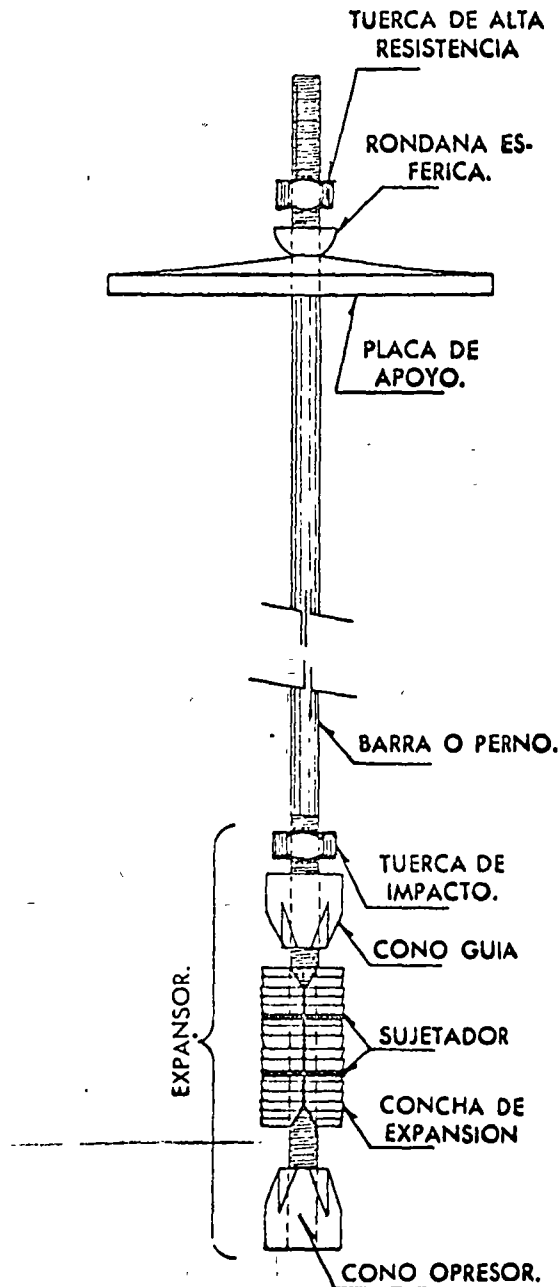


SISTEMAS DE ANCLAJE
PARA ROCA



SISTEMAS DE ANCLAJE PARA ROCA

En los últimos años se han empleado con gran éxito los sistemas de anclaje como elementos adicionales de soporte en las excavaciones en roca de minas, túneles, galerías, lumbreras y casas de máquinas. **GEOSISTEMAS, S. A.**, se ha dedicado al estudio de estos sistemas, desarrollando nuevos tipos de anclas cuyo funcionamiento sencillo y eficaz, proporciona a las excavaciones seguridad, rapidez y economía.



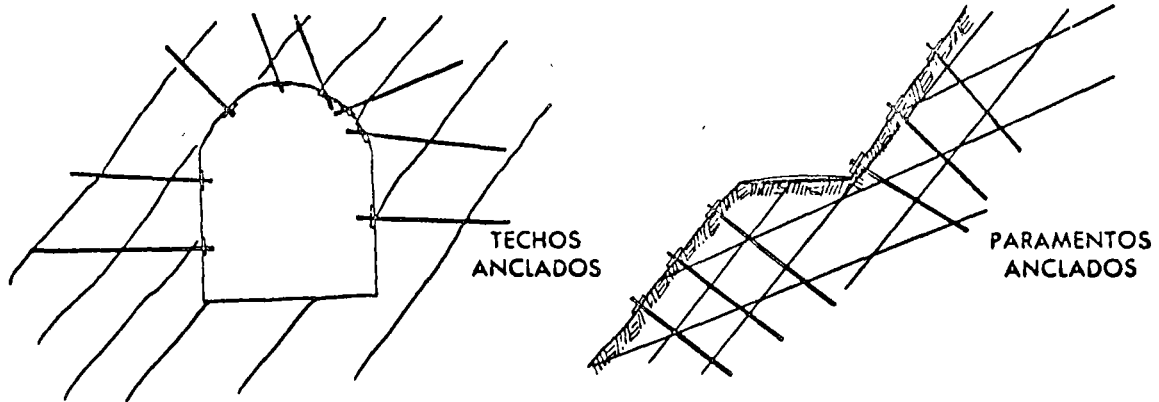
VENTAJAS QUE REPRESENTA EL USO DE ANCLAS

- .) Sirven para incrementar la capacidad de soporte natural de las excavaciones subterráneas en roca.
- .) Se emplean como elementos auxiliares para estabilizar taludes, cortes en roca, etc.
- .) Pueden emplearse en combinación con estructuras convencionales de ademe como son los marcos de acero y madera, el concreto lanzado, mallas de alambre, soleras, etc., para garantizar el soporte de la excavación.
- .) Aceleran el avance de la excavación dada la rapidez y facilidad de instalación.
- .) Proporcionan una economía que en algunos casos representa hasta un 50% en costo y tiempo, comparado con otros sistemas de soporte.
- .) Mediante una sencilla instrumentación puede controlarse el correcto funcionamiento del sistema, lo que redundará en una mayor seguridad de la excavación.
- .) No obstruyen las maniobras de excavación, ya que al ocupar el mínimo de espacio la sección excavada queda prácticamente libre una vez colocadas las anclas.
- .) Permiten sujetar instalaciones básicas para el desarrollo de la excavación (tuberías para agua, cables de luz, conductos de aire a presión, etc.)

Contando con un grupo de técnicos especializados, **GEOSISTEMAS, S. A.** le ofrece servicios completos de diseño, fabricación, instalación y supervisión de los sistemas de anclaje.

Techos anclados.—Los sistemas de anclaje colocados en los techos de los túneles ayudan a la roca a desarrollar con mayor efectividad el llamado "efecto de arco" garantizando por tanto la estabilidad de la excavación. Dependiendo de la consistencia de la roca pueden usarse los dos tipos de anclas fabricados en **GEOSISTEMAS**, es decir, se recomienda el uso de anclas de tensión para rocas duras o muy duras y, para rocas de menor dureza, muy fracturadas ó deleznable, se recomienda el uso de las anclas de fricción.

Cortes y taludes rocosos anclados.—En zonas donde la roca se encuentra estratificada con inclinación desfavorable a la excavación de un corte o talud, pueden utilizarse las anclas de tensión para mejorar las condiciones de estabilidad y obtener pendientes que resulten económicas. El trabajo de estas anclas consiste en comprimir entre sí los estratos obteniendo como resultado una mayor fricción entre ellos y permitiendo por tanto la selección de pendientes mayores. En algunos casos, estos sistemas se usan para soportar estratos débiles (estructuralmente hablando), anclándolos en formaciones más resistentes o menos alteradas.



DESCRIPCION DE LAS ANCLAS

Anclas de Tensión

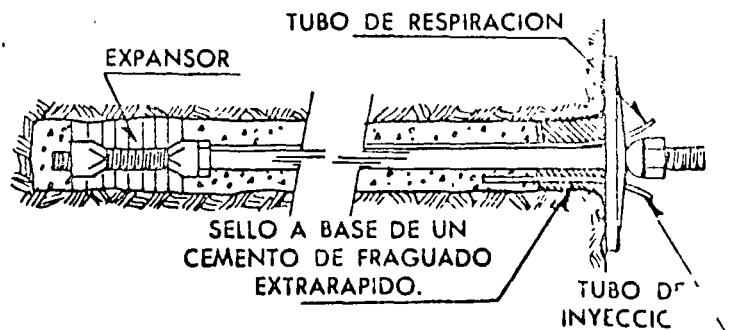
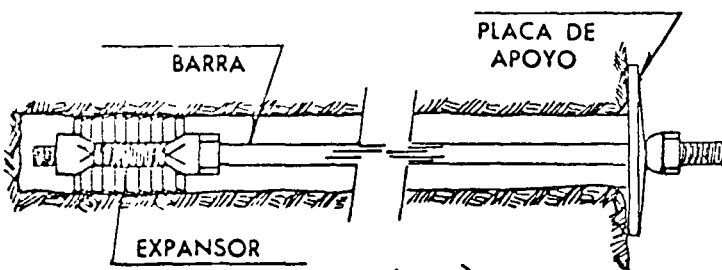
Anclas de Fricción

Las anclas de tensión constan de los siguientes elementos:

- .) Expansor mecánico de expansión paralela.
- .) Barra lisa o corrugada con cuerda standard en ambos extremos.
- .) Placa semiesférica de apoyo, rondana esférica y tuerca de alta resistencia.

Las anclas de fricción constan de los siguientes elementos:

- .) Expansor para fijar y centrar la ancla.
- .) Barra corrugada con cuerda standard en un extremo.
- .) Tubo de inyección.
- .) Tubo de respiración y testigo del llenado.



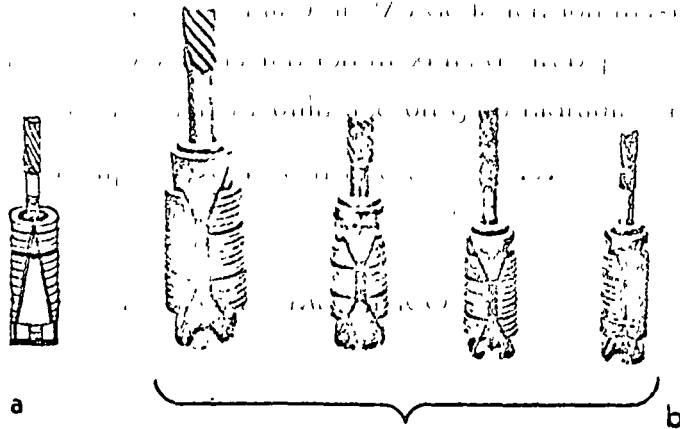
PROPIEDADES DE LAS ANCLAS FABRICADAS EN GEOSISTEMAS, S. A.

MODELO	Diámetro Nominal de la Barra	Diámetro del Barreno	Tensión máxima de trabajo en Ton. para barras de acero con:		Tensión máxima a la ruptura en Ton. para barras de acero con:		Torque para dar la tensión de trabajo en lb-pies (ver Nota 2)	
			LE=4.200	LE=6.000	LE=4.200	LE=6.000	LE=4.200	LE=6.000
GS-AEW5/8"	5/8"	1-3/8"	6.0	9.0	9.0	14.0	75	125
GS-AE5/8"	5/8"	1-5/8"	6.0	9.0	9.0	14.0	75	125
GS-AE3/4"	3/4"	1-13/16"	9.0	12.0	14.0	18.0	175	210
GS-AE1"	1"	2-1/8"	16.0	22.0	24.0	33.0	400	550
GS-AE1 1/4"	1 1/4"	2 1/4"	24.0	35.0	36.0	52.0	Nota 3	Nota 3

Notas:

- 1).—Para efectos de diseño se recomienda usar 2/3 de la tensión máxima de trabajo.
- 2).—Torque correspondiente a 2/3 de la tensión máxima de trabajo.
- 3).—Para dar la tensión requerida deberá utilizarse un gato hidráulico hueco. Para mayor información sobre este tipo de gato consulte a **GEOSISTEMAS, S. A.**

EXPANSORES MECANICOS



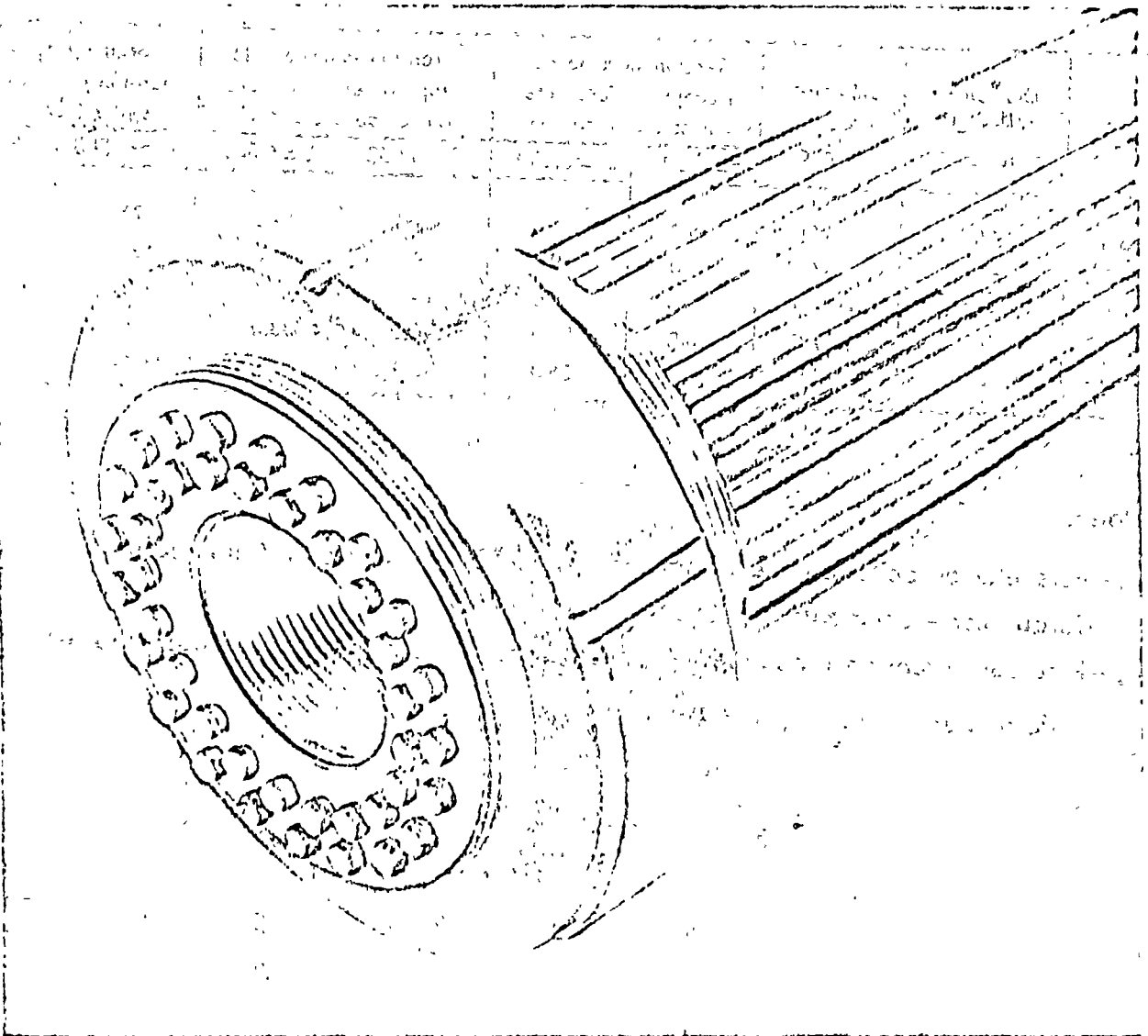
- a).—De concha flexible, Tipo W.
- b).—De concha rígida con expansión paralela.

GEOSISTEMAS S.A.

Aniceto Ortega 1310, Col. del Valle, México 12, D. F.

Cable: GEOSISTEMAS. MEXICO

Tels: 524-96-79 534-55-29



CONCRETOS, S. A.

PRESENTA

EL SISTEMA
DE PRESFUERZO

BBRV

1.- INTRODUCCION:

El sistema BBRV representa un método único de presforzar concreto, idealmente adaptable para puentes y otras estructuras que requieren fuerzas grandes y concentradas en los cables.

El sistema fué desarrollado entre 1,941 y 1,945 por cuatro ingenieros suizos, los señores Birkenmaler, Brandestini, Ros y Vogt, cuyas iniciales forman el nombre de BBRV.

Los cables de presfuerzo estan hechos de un número variable de alambres de acero de alta resistencia, corriendo paralelamente dentro de un ducto flexible, que son retenidos en agujeros individuales en un dispositivo de anclaje común, por medio de cabezas de clavo formadas en frío en el extremo de cada alambre. Dichas cabezas son hechas con una máquina especial en la cual las dimensiones son controladas dentro de exactos límites. Pruebas exhaustivas han demostrado conclusivamente que éstas cabezas son al menos tan fuertes como el alambre original en que fueron formadas.

CONCRETOS, S.A., de Monterrey, N.L., es la representante y concesionaria del sistema en México y Centro América, y un servicio completo está disponible en todo tiempo. Esto incluye facilidades completas de diseño, manufactura de cables, ejecución del presfuerzo e inyección de mortero, junto con un grupo de especialistas capaces de abordar cualquier aspecto del sistema BBRV, tanto como consultantes que como ejecutivos. En general, CONCRETOS, S.A. fabrica los cables, los proporciona en el sitio de acuerdo con el programa preestablecido por el contratista principal, aconseja en la instalación y lleva a efecto las operaciones de tensado e inyección, mediante un técnico especialista. De todo esto se puede obtener una mayor información a su solicitud.

2.- CABLES, COMPONENTES Y EQUIPO:

(a) Cables:

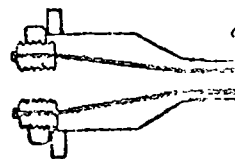
Grupos de alambres se retienen en cabezas de anclaje comunes de varios tipos, produciendo una gran variedad de cables típicos con capacidades de 50 a 220 ton. Usualmente se emplea alambre de 7 mm. pudiendo sin embargo usarse otros diámetros, de 5 a 8 mm. de acuerdo con las existencias del proveedor. Los cables típicos se enlistan enseguida:

Cable de 50 Ton. con 12 alambres de 7 mm.					
"	"	100	"	24	" " 7 "
"	"	150	"	34	" " 7 "
"	"	220	"	55	" " 7 "

Las capacidades indicadas son las nominales, y representan aproximadamente la carga máxima que resisten los anclajes (durante la operación de tensado).

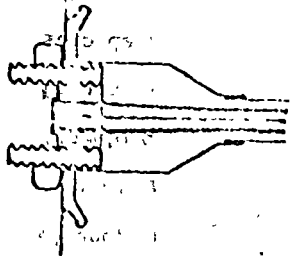
(b) Anclajes:

Los siguientes son los anclajes típicos, cuyas dimensiones y diagramas se presentan en el apéndice:



TIPO M: (MOVIL) Es la forma más usual de anclaje móvil para el presfuerzo. Consiste en una cabeza anular, con rosca interna y externa, que tiene una serie de taladros axiales para acomodar a los alambres individuales.

La rosca interna sirve para sostener la flecha a través de la cual se aplica la tensión. La rosca externa acomoda una tuerca que se enrosca en la cabeza cuando el cable está totalmente esforzado y se apoya contra una placa de acero ahogada en el concreto. De ésta manera la tuerca retiene la tensión en el cable mediante aplastamiento contra la placa y el concreto.



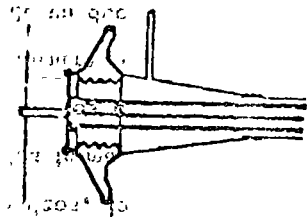
TIPO C: (MOVIL). Esta forma de anclaje provee un arreglo mas compacto de los alambres, lo cual es una consideración muy importante en cables de gran capacidad. La fuerza de la flecha de tensión se aplica a la cabeza mediante un "monguito" de tensión que recibe una tuerca similar a la usada en los anclajes tipo M.

un "monguito" de tensión que recibe una tuerca similar a la usada en los anclajes tipo M.

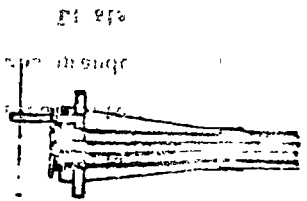


TIPO D: (FIJO). Es una cabeza con rosca, retenida mediante una tuerca. Permite que el cable de presfuerzo se introduzca dentro del ducto formado previamente

en el concreto, en lugar de la práctica mas usual de colar con los cables en el lugar. La tensión se aplica desde el otro extremo.

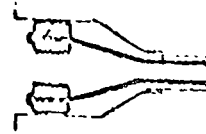


TIPO E: (FIJO). Para usarse en conjunción con el anclaje tipo C. El arreglo de los alambres en el elemento básico es igual al del tipo C. descrito antes.

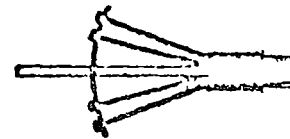


TIPO F: Es un anclaje fijo consistente en una gruesa placa, taladrada para recibir los alambres individuales, y que sienta directamente en una placa de compresión.

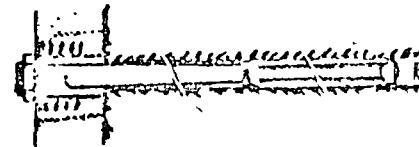
Una pequeña placa circular retiene las cabezas de los alambres en su posición durante la colocación. Un tubo de escape de aire pasa a través de las placas y debe estar perfectamente engrasado para facilitar su extracción después de la inyección del mortero.



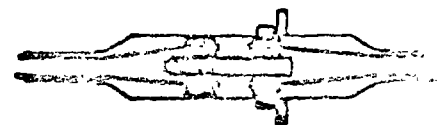
TIPO J: Es un anclaje embutido que se apoya en el mortero dentro del embudo y el ducto para transmitir la carga al concreto. Se tensa y mantiene en posición antes de la inyección de mortero mediante un juego de partes provisionales apoyadas contra el concreto exterior. Es un anclaje rígido y poco costoso.



TIPO S: Es un anclaje fijo en forma de abanico. Las cabezas de los alambres descansan sobre una delgada placa metálica. Los alambres están expuestos en todo el extremo de modo que cuando el concreto se cuele, los alambres se adhieren formando un sólido bloque de anclaje.



ANCLAJES EN ROCA: Es un anclaje desarrollado para el uso en cableguías, pesadas cimentaciones para maquinaria y estabilización de la roca. En un agujero taladrado en la roca se introduce un ensamble especial que contiene la cabeza fija, el cable de alambre y la cabeza móvil en el extremo libre. Una primera inyección de lechada en el extremo interior permite que el cable se adhiera a la roca anclándolo perfectamente; al fraguar, se tensa el cable y se inyecta mortero en el resto del ducto para protección de los alambres.



COPLES: Se han previsto uniones especiales (coples) para conectar los cables en miembros largos y continuos. Con el uso de éstos, la construcción puede ser llevada a cabo por

etapas y la continuidad puede ser mantenida.

Además de los tipos anteriores, que son los estándares BBRV en todo el mundo, CONCRETOS, S.A. ha desarrollado dos tipos más para necesidades especiales de nuestro medio.

ANCLAJE C: (ESTRELLA). Permite introducir los alambros previamente cabecados a través de un ducto de dimensiones pequeñas. Las cabezas descansan posteriormente en las ranuras de la estrella, la cual se apoya sobre una placa de anclaje.



Los anclajes de estrella tienen un agujero central con rosca que sirve para colocar un tubo de inyección, o para la flecha de tensión al usarse como anclaje móvil, en cuyo caso se usan empaques "media luna" por medio de los cuales se apoya contra una placa de anclaje.

ANCLAJE EN ROCA ONDULADO: Las ondas se forman mediante "atados" y "pelotas" de concreto alternados.

El cable tiene ducto en toda su longitud, excepto en el extremo del anclaje. Una inyección exterior, entre el ducto y el taladro hecho en la roca produce la adherencia necesaria entre anclaje y roca. Al fraguar, la tensión se aplica por el extremo libre y se produce finalmente a la inyección en el interior del ducto. Como anclaje móvil pueden usarse cualquiera de los anteriormente descritos.

Se han previsto métodos especiales para requerimientos poco usuales que se pueden surtir sobre pedido especial. Estos métodos incluyen cables y tensores de capacidades chicas y, en particular, el sistema para enrollar alambre en el exterior de tanques cilíndricos y tubos de concreto prefabricado.

(c) Ductos:

En general, se usan ductos flexibles para todas las capacidades de cables, pero pueden usarse ductos rígidos en condiciones especiales. Ambos se hacen de lámina No. 18 ó 20 soldada eléctricamente. En el caso de ductos rígidos fabricados en planta deben proveerse secciones telescópicas a fin de exponer determinadas longitudes de alambre, de manera que el cable pueda ser doblado en éstas para su manejo y transportación a la obra.

(d) Gatos:

Se consiguen gatos para cada una de las capacidades de cables requeridos. Los gatos son hidráulicos, del tipo de agujero central, especialmente diseñados para el sistema BBRV. Son sencillos, robustos y confiables. Una bomba de mano se incorpora en el sistema del gato, pero es posible conseguir unidades operadas eléctricamente para el uso en contratos grandes. Se incluye un manómetro en todos los modelos.

(e) Dinamómetros:

Están siempre disponibles dinamómetros de precisión para trabajar en serie con los gatos. Son robustos, de absoluta confianza, y aproximados dentro del $\pm 1\%$. Los dinamómetros se colocan entre el gato y la tuerca de retención de la flecha de tensado. Una aguja en el cuadrante permite hacer lecturas continuas de las cargas aplicadas a través de toda la operación de prefuerzo.

(f) Unidad Mezcladora y Bomba de Mortero:

Para el uso dentro del sistema BBRV se ha diseñado especialmente una combinación de mezcladora y bomba de mortero. La unidad consiste en una mezcladora operada mecánicamente, con un agitador y una bomba manual. Los materiales se colocan en la cámara superior para mezclarse, desde donde

2.-FABRICACION DE LOS CABLES Y TECNICA DEL PRESFUERZO.

(a) Fabricación:

Los cables pueden ser fabricados en una planta central o en el lugar de la obra, de acuerdo con las circunstancias. De preferencia, y siempre que sea posible, se recomienda la fabricación en planta puesto que así -- puede ser ejercitado un mayor grado de control, se alivian los problemas de almacenamiento en obra y de pérdidas de tiempo por condiciones atmosféricas, reduciéndose a la vez el número de especialistas en el sitio. En grandes contratos puede ser puesta en el lugar una planta de cables para manejar todos los aspectos de la manufactura.

Donde sea que se fabriquen los cables el principio es el mismo:

Los alambres se miden en una cama y se cortan a longitudes exactas mediante un equipo especial que asegura la perpendicularidad de los cortes respecto al eje del alambre.

Los alambres se introducen después dentro del ducto y demás componentes de los anclajes, formándose enseguida las cabezas de los alambres mediante una máquina especial que controla con exactitud las dimensiones de las mismas. Una flecha de montaje provisional se coloca para fijar el -- elemento básico del anclaje en una posición predeterminada dentro del embudo hasta que el tensado tiene lugar. Los cables terminados se colocan --- enseguida en las camas de almacenaje. Si los cables son fabricados en -- plantas pueden ser enrollados en "carretes" especiales, listos para transportarse al lugar cuando sean requeridos. Es importante notar que los cables terminados no deben almacenarse en contacto directo con el suelo.

(b) Técnica del Presfuerzo:

La descripción general siguiente cubre las operaciones involucradas para aplicaciones típicas; el sistema es flexible y puede ser modificado para acomodar a condiciones especiales, cuyos detalles se ofrecen a solicitud.

pasan a través de una malla a la cámara inferior que contiene el agitador. La bomba de mano introduce la lechada forzándola dentro del ducto del cable a través de un tubo flexible. Para facilitar la operación se incorporan al sistema aditamentos especiales para inyección y escape de aire.

El mortero consiste de cemento Portland ordinario y agua, con aditivos plastificantes y contra la contracción por fraguado.

Después de que ha sido colocada la cimbra necesaria y una porción del refuerzo ha sido puesta, los cables completos se colocan en posición en sus trazos correspondientes. Se debe tener mucho cuidado de evitar daño en los ductos. Las placas de anclaje se fijan rápidamente a las tapas extremas de la cimbra, y los componentes del anclaje se localizan con exactitud dentro de sus embudos mediante dispositivos de ensamble provisionales. Tan pronto como se termina la colocación de los cables se les inspecciona para comprobar que el ducto está sano y hermético. Se completa en seguida la colocación del acero de refuerzo, se cierra la cimbra y se cuela el concreto, dejándolo endurecer hasta alcanzar la resistencia de diseño. La cimbra puede entonces removerse.

Las operaciones del tensado de cables usualmente se ejecutan de acuerdo con un patrón prefijado por los diseñadores, para asegurar una adecuada distribución de esfuerzos. La misma secuencia se adapta para el retensado de los cables cuando éste sea necesario.

El procedimiento de tensado es como sigue:

La flecha de montaje se retira; la flecha de tensión se enrosca en la cabeza del anclaje ensartándose en ella la tuerca de retención, la tuerca de enmendar (en caso necesario), la silleta del gato, el gato y el dinamómetro; con una tuerca extrema se oprime una pieza contra la otra hasta poner el sistema alineado y fijo. La fuerza se aplica con el gato y se lee en el dinamómetro con precisión de 1%. Cuando la carga necesaria en el cable ha sido adquirida, se mide la elongación. El cable se ancla mediante una tuerca que se enrosca en la cabeza hasta topar con la placa de anclaje, después de lo cual el aparejo de tensión puede desmantelarse. El procedimiento se repite para cada cable. Para eliminar pérdidas debidas a la deformación elástica, los cables son a veces retensados siguiendo la misma secuencia, ganándose de paso la porción de las pérdidas por fraguado y flujo plástico sucedidas en el intervalo entre la primera y la segunda operación de tensado.

Después de terminado el presfuerzo, los cables se inyectan con mortero. La relativamente grande sección del ducto y la omisión de obstrucciones dentro del mismo, hacen ésta operación muy simple en el sistema DNRV.

En algunos casos especiales puede ser deseable colocar el ducto vacío antes de colar, omitiendo los alambres para su futura inserción. Tres métodos pueden ser adoptados para ello:

1.- Los alambres se "cabecean" por un solo extremo, mandando sueltos los componentes del anclaje de la parte libre. El cable se introduce en el ducto mediante una gufa; la cabeza fija se coloca entonces y los alambres se cabecean en el lugar, usando una máquina cabeceadora portátil. El embudo de la entrada debe ser suficientemente largo para permitir que ese extremo se introduzca y las puntas libres sobresalgan lo necesario para ser tomadas por la máquina cabeceadora. Después de esto el cable se devuelve hasta su posición definitiva.

2.- Se coloca un ducto de grueso suficiente para permitir la entrada de lado a lado del componente básico. Al llegar al extremo de salida, ésta pieza se conecta con una tuerca de fijación. El cable se tensa desde el extremo de entrada.

3.- Los alambres previamente cabeceados y portando ya una de las piezas del anclaje se introducen por el ducto, que en éste caso puede ser de dimensiones normales, y se ensartan en los huecos de un anclaje tipo estrecha. El cable se tensa desde el lado de entrada. Este último procedimiento se usa actualmente solo para cables de capacidad inferior a las 50 toneladas (12 alambres de 7 mm.).

4.- VENTAJAS DEL SISTEMA DORVI

1.- Confiabilidad:

La forma de los anclajes es completamente confiable, convenientemente para manejarlos y fácil de esforzar. Las cabezas de los alambres, que pasan a través de taladros hechos con precisión y se apoyan sobre una cara terminada a máquina, han sido probadas por medios exhaustivos como absolutamente seguras. La resistencia de las cabezas es cuando menos igual a la del alambre en que se hacen. El anclaje es positivo y no hay probabilidad de deslizamiento ni durante ni después del presfuerzo.

Todos los componentes se maquinan con finas tolerancias, dando una gran exactitud y eliminando errores. Los cables se fabrican en planta bajo un estricto control, resultando en la uniformidad de las longitudes de los alambres y en la uniforme distribución de esfuerzos en cada uno de los alambres dentro del cable. Los cables se tensan como unidades, por lo que la posibilidad de falla del cable, dentro de los límites de esfuerzos admisibles, está descartada.

Las partes de los anclajes son diseñadas para tener mayor resistencia que el cable mismo, de modo que, cuando se prueban a la ruptura, los alambres fallan antes que el anclaje.

2.- Economía:

El sistema es económico, particularmente cuando se requieren fuerzas grandes y concentradas. Los siguientes factores justifican éste postulado:

(a) Las primeras pérdidas en el presfuerzo se reducen hasta en un 4%, pues todos los alambres en el cable se esfuerzan simultáneamente eliminando la fricción causada por la interacción entre uno y otro alambre. No existen pérdidas al anclar, puesto que no puede haber deslizamiento de los alambres en el anclaje. El sistema permite tensar cada cable en dos o tres etapas antes de la inyección de mortero, y al usar ésta facilidad virtualmente todas las pérdidas debidas al acortamiento elástico pueden ser ganadas nuevamente. Además, las pérdidas diferidas (flujo plás-

tico, fraguado, etc.), pueden ser reducidas muy significativamente, dependiendo sólo del tiempo que puede ser permitido entre el primero y el segundo presfuerzo.

(b) La gran diversidad de tipos y capacidades de cables y anclajes facilita el seleccionar el arreglo más económico para ajustar en un conjunto dado de condiciones de diseño. Pueden ser logrados refinamientos menores, al omitir pequeños números de alambres de los cables tipos, haciendo posible obtener exactas necesidades de cargas.

(c) Puesto que un segundo presfuerzo puede hacerse antes de que la inyección se ejecute, un sistema de presfuerzo parcial puede ser adaptado para corresponder a condiciones variables de carga muerta durante la construcción. Por lo tanto, es posible hacer a la estructura autosostenible más tempranamente, a la vez que retiene un máximo de economía en el diseño.

(d) Puesto que los cables pueden hacerse fuera del lugar, puede ser adaptado un taller de fabricación con productividad aumentada, mayor control y sin pérdidas de tiempo debidas a la intemperie. Los cables terminados se enrollan en carretes y se transportan al lugar en el momento que sean requeridos, reduciendo a un mínimo el número de especialistas requeridos en el lugar y evitando dificultades de almacenamiento y problemas de corrosión.

3.- Flexibilidad:

El amplio surtido de cables y anclajes hace el sistema muy flexible desde el punto de vista del diseñador.

Usando "cables" para unir cables, pueden ser diseñadas estructuras continuas muy largas, y ser presforzadas sección por sección a como la construcción normal.

4.- Facilidad de Operación:

Los gatos sencillos y fáciles de usar; los anclajes son compactos y pueden ser colocados con exactitud a la cimbra, y un continuo control de las fuerzas es mantenido mediante el uso de los dinamómetros cuya exactitud es del 1%. Todo el equipo es robusto y sin complejidades.

8.- DATOS TECNICOS:

(a) Nombre:

Cualquier alambre de alta resistencia para profuerzo, conforme a las especificaciones americanas ASTM-A 421-59T tipo BA y con un esfuerzo de ruptura de no más de 16 ton/cm². es adaptable al sistema BBRV. Pueden ser también usados alambres con esfuerzo de ruptura superior a éste, pero el "cabocceado" de los mismos resulta más difícil.

Los alambres más comúnmente empleados en México son los de diámetros de 5 y 7 mm. con esfuerzo de ruptura de 14.5 a 16.0 ton/cm².

La tabla que sigue, basada en alambre 145/160 (kg/mm²) da las características de estos alambres:

Diámetro mm.	Area cm ² .	Peso kg/m.	E.R.U.* ton.	CARGAS DE PRESFUERZO		
				.60 E.R.U. Ton.	.70 E.R.U. Ton.	.80 E.R.U. Ton.
5	.196	.154	2.84	1.71	1.99	2.27
7	.384	.302	5.56	3.34	3.90	4.45

*E.R.U. Esfuerzo de ruptura último (mínimo garantizado).

(b) Cargas en los cables:

Los cables más comunes son los de 50, 100, 150 y 220 ton. Estas cargas son nominales y sus valores precisos pueden calcularse de acuerdo con el número, diámetro y calidad empleada de alambre. Un ejemplo se muestra en la tabla que sigue basada en el uso de alambre (145/160) de 7 mm.

CAPACIDAD NOMINAL	N - Ø	CARGAS DE PRESFUERZO (Ton)		
		FINAL	INICIAL	GATEO
Ton.	mm.	60% E.R.U.	70% E.R.U.	80% E.R.U.
50	12 Ø 7	40.1	46.8	53.4
100	24 Ø 7	80.2	93.6	106.8
150	34 Ø 7	113.5	132.5	151.2
220	55 Ø 7	163.8	214.2	245.0

La inyección de la lechada es fácil ya que el 50% del área del ducto está disponible para el flujo de la lechada; las obstrucciones son evitadas y una amplia ventilación es prevista.

El tiempo para proforzar se reduce a un mínimo puesto que cada cable se tensa como una unidad y el número de operaciones necesarias es mucho menor que el requerido por la mayor parte de otros sistemas.

Los cables pueden ser manufacturados para coincidir con exactitud con los esfuerzos requeridos, al omitir algunos alambres y seleccionar el diámetro más apropiado. Al usar un anclaje típico la omisión de alambres resultará en algunos agujeros vacíos en la cabeza, lo cual es aceptable.

Se pueden diseñar cables especiales en unidades con capacidad hasta de 600 ton. Los valores anteriores, basados en las especificaciones para presfuerzo más comunes, pueden ser ajustados a la calidad de alambre actualmente empleada y a las particulares especificaciones.

(c) Pérdidas de Presfuerzo:

Las pérdidas debidas a los siguientes factores deben ser consideradas para determinar las fuerzas al ser aplicadas.

1.-Pérdidas de extensión debidas al deslizamiento natural de los alambres en el anclaje: Con el sistema BBRV esto no se aplica pues el anclaje es directo y sin deslizamientos.

2.-Deformaciones elásticas en el miembro presforzado: Esto se aplica en todos los miembros con más de un cable. Con el sistema BBRV, el presfuerzo en dos etapas es sencillo y puede adaptarse como una práctica normal. En esta forma las pérdidas por deformación elástica son virtualmente eliminadas.

3.-Deformaciones del concreto durante el proceso de fraguado: Aproximadamente un tercio del fraguado total ocurre durante las primeras dos o tres semanas posteriores al colado; la mitad del fraguado restante ocurre durante el mes siguiente. Si el tensado de los cables se hace a las dos o tres semanas de edad y el retensado, o segundo presfuerzo, se difiere tanto como sea posible de acuerdo con el programa, puede lograrse un ahorro considerable de las pérdidas.

4.-Flujo plástico del concreto: Este es proporcional a la carga actual inducida en el concreto. Puede ser supuesto que la mitad del efecto sucede durante el primer mes posterior al anclaje de los cables, por lo que, al diferir un segundo presfuerzo, las pérdidas resultantes pueden ser reducidas significativamente.

5.- Relajación del Acero: El alambre para la fabricación de los cables BBRV ha sido entirado en frío y subsiguientemente tratado por el fabricante, y es surtido en rollos de diámetro grande. En consecuencia, las pérdidas por éste concepto son bajas y pueden ser estimadas entre 400 y 500 kg/cm².

6.- Fricción en el cable durante el tensado: Pérdidas por fricción ocurren en todos los cables encerrados en ductos; debido al contacto de los alambres con el ducto durante la operación de tensado. Esto es particularmente importante en cables de trayectoria curva, donde una considerable presión se desarrolla entre el cable y el ducto. Las pérdidas por fricción totales suman tres principales componentes:

- 1.- Fricción entre los alambres y el ducto.
- 2.- Fricción entre alambre y alambre debido a un movimiento relativo.
- 3.- Fricción causada por los espaciadores.

Con el sistema BBRV todos los alambres en un cable son tensionados simultáneamente, a la vez que no se usan espaciadores, lo que asegura un perfil de cable liso y sin obstrucciones. Estos factores resultan en una efectiva reducción de las pérdidas debidas a la fricción.

La fuerza de presfuerzo, a una distancia dada desde el gato puede ser obtenida usando la fórmula: $P_x = P_0 e^{-\mu(\alpha x + \Delta \alpha x)}$

Para valores chicos de αx y x puede transformarse en:

$$P_x = P_0 [1 - \mu(\alpha x + \Delta \alpha x)]$$

o bien

$$P_x = P_0 (1 - \mu \alpha x)$$

en donde:

P_x = Carga en el cable en el punto x

P_0 = Carga en el extremo del tensado

e = Base de los logaritmos neperianos (2.718)

μ = Coeficiente de fricción

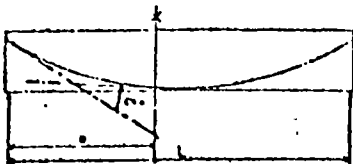
αx = Angulo en radianes entre el gato y el punto

$\Delta\alpha$ = Es un coeficiente para tomar en cuenta el desalineamiento de los cables por unidad de longitud.

x = Es la distancia desde el gato hasta el punto.

$K = \mu\Delta\alpha$ representan la fricción por desalineamiento, por unidad de longitud.

En condiciones normales, con un buen ducto, se puede adoptar:



$$\mu = 0.20$$

$$\Delta\alpha = 0.006 \text{ rad/m}$$

$$K = 0.0012 \text{ m}$$

Por ejemplo: Viga simple presforzada por un extremo; cable parabólico:

$$L = 30.00 \text{ m.}$$

$$\text{sea: } x = \frac{L}{2} = 15.0 \text{ m.}$$

$$f = 1.50 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{2f}{x} = \frac{2 \times 1.50}{15.00} = 0.2 \text{ rad}$$

$$\mu = 0.2 \quad \mu\alpha = .040$$

$$K = 0.0012 \quad Kx = .018$$

$$\mu\alpha + Kx = .058$$

La pérdida es por lo tanto de solamente el 5.8% entre el gato y el punto x , en el centro del claro.

Con cables muy largos y con deflexiones fuertes, las pérdidas por fricción puede crecer substancialmente, por lo que, para reducirlos, se puede adoptar uno de los siguientes expedientes:

1.-Tensionar desde ambos extremos:

2.-Tensionar cables adjuntos desde extremos opuestos: Por ejemplo: Cables 1, 3 y 5 por un extremo y cables 2, 4 y 6 por el otro.

3.-Sobretensar provisionalmente desde uno o ambos lados, con el subsiguiente anclaje a cargas menores.

(d) Selección del Extremo Móvil:

Hay una relación estrecha entre éste asunto y las secciones previas sobre pérdidas por fricción. Es práctica usual, con cables hasta de 45 m. de largo y sin distorsiones severas, tensionar desde un extremo solamente, usando un anclaje fijo en el otro lado.

Cuando existe un número considerable de cables, como en las losas de puentes, es deseable que los extremos de tensión se alternen en cables adyacentes, para desarrollar una mas uniforme distribución de esfuerzos en el concreto. Como se dijo antes, ésta práctica reduce así mismo las pérdidas por fricción, y si la sobretensión temporal se adopta en conjunción con el presfuerzo alternado, la mejora es aún incrementada.

(e) Refuerzo en la Zona del Anclaje:

El diseñador tiene libertad para seleccionar cualquier sistema de refuerzo adaptable a las necesidades específicas para cualquier extremo de trabe. La experiencia ha demostrado que un espiral apropiado, unido a la placa de anclaje es suficiente en muchos casos. En caso necesario el espiral puede ser complementado con estribos. Como el tema de refuerzo de cabezas extremas no forma parte de la teoría general del concreto reforzado, se llama la atención al diseñador para consultar los textos especializados en concreto presforzado.

(f) Centros de Anclajes:

En condiciones normales los anclajes pueden ser colocados con sus placas adyacentes tocándose entre sí, por lo tanto, las mínimas distancias

cias entre dos cables en la suma de los anchos de las placas correspondientes. Si ésto no da la concentración de carga suficiente, las distancias pueden reducirse mediante placas de diseño especial para la particular aplicación.

Los cables normalmente terminan en los extremos del miembro, pero pueden terminarse también en el patín superior de la trabe o a los lados del alma.

(g) Información que debe ser pasada a la Obra:

La siguiente información será requerida por el ingeniero encargado del presfuerzo en la obra:

1.- Programa detallado de tensado y retensado con instrucciones sobre el método o la secuencia a seguirse. Las fechas dadas dependerán, obviamente, de que el concreto adquiera la resistencia estipulada. El permiso para proceder será dado por el ingeniero representante del cliente.

2.- La fuerza en cada cable, es decir las lecturas en el dinamómetro.

3.- Las deformaciones esperadas en cada cable.

4.- Efectos mecánicos en la estructura, por ejemplo deflexiones en las vigas, etc.

5.- Listas de informaciones que deben ser hechas durante la operación de presfuerzo.

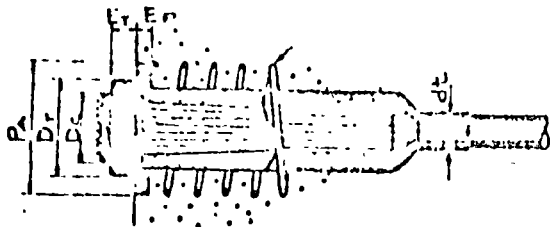
Los cables se identifican siempre mediante tarjetas colocadas tan pronto como el cable se ha fabricado. Estas marcas localizan el cable dentro de la estructura.

Al contratista principal se le provee de la información necesaria para el correcto manejo, almacenaje y colocación de los cables.

A P E N D I C E

DIMENSIONES GENERALES Y PROPIEDADES
DE CABLES Y ANCLAJES TÍPICOS

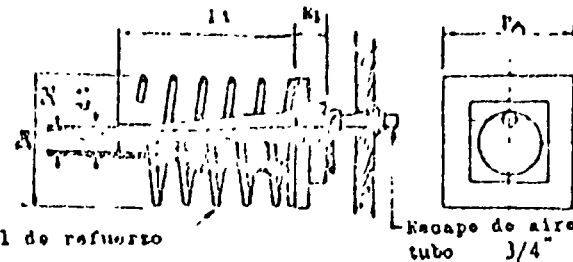
ANCLAJES TIPO M.



DIMENSIONES GENERALES:		TIPO	M-50	M-100	M-150
CANTIDAD MÁX. DE ALAMBRES POR ANCLAJE EN ALAMBRE	β 7 mm.		12	28	32
	β 5 mm.		22	44	64
CAPACIDAD PERMANENTE DEL CABLE, AL 60% E.R.U. (TONS)	β 7 mm.		40	43	107
	β 5 mm.		37	74	109
CAPACIDAD INICIAL DEL CABLE, AL 70% E.R.U. (TONS)	β 7 mm.		47	109	125
	β 5 mm.		44	88	127
CABEZA DE ANCLAJE:	DIAM. D_c mm.		72	114	130
	ESPESOR mm.		40	60	79
TUERCA DE ANCLAJE:	DIAM. D_t mm.		114	156	181
	ESPESOR E_t mm.		35	40	51
FLECHA DE TENSADOS:	DIAM. mm.		32	52	62
EMBUDO:	DIAM. mm.		85	125	145
	LONG. CORTA* mm.		500	500	500
	LONG. LARGA* mm.		660	660	660
PLACA DE ANCLAJE:	LADO mm.	P_A	160	220	270
	ESPESOR mm.	P_p	16	20	25
DUCTO:	DIAM. mm.		30	50	60
ESPIRAL:	DIAM. mm.		148	193	245
	PASO mm.		40	50	40
	VARILLA β mm.		13	13	16

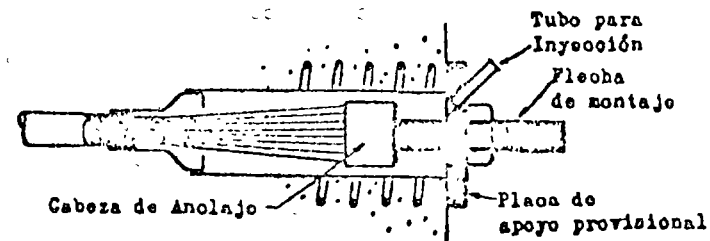
* La longitud del embudo depende de la elongación del cable. Hay dos longitudes normales que cubren la mayor parte de las aplicaciones.

ANCLAJES TIPO F.



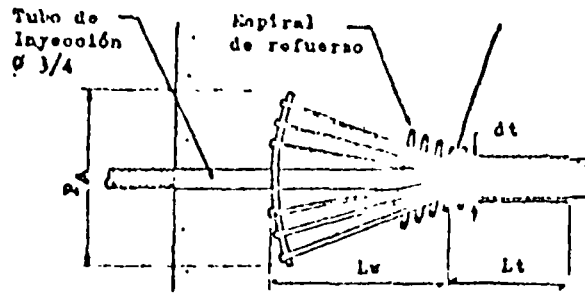
DIMENSIONES GENERALES:		TIPO	F-50	F-100	F-150
CANTIDAD MÁX. DE ALAMBRES CAPACIDADES DE CARGA			IGUAL QUE EN ANCLAJES TIPO "M" CORRESPONDIENTES		
PLACA DE ANCLAJE:	LADO mm.	P_A	160	220	270
	ESPESOR mm.	P_p	32	51	68
EMBUDO:	DIAM. mm.		85	100	127
	LONG. mm.	L_t	400	400	500
DUCTO:	DIAM.	D_c	Igual al corresp. Tipo M.		
ESPIRAL:			"	"	"

ANCLAJES TIPO J.



NOTA: Los anclajes tipo "J" se obtienen con las mismas dimensiones generales y capacidades de los anclajes tipo "M" correspondientes. Durante el presfuerzo se requieren piezas provisionales de anclaje que los sostienen en posición hasta haber fraguado el mortero interior que le sirve de apoyo.

ANCLAJES TIPO S.



NOTA: Los anclajes dependen de que el concreto sea bien colado entre los alambres de manera de desarrollar una buena adherencia y de que la placa de base quede adecuadamente soportada.

Los anclajes se surten con placas cuadradas y rectangulares, en tres tipos. Para las rectangulares la placa se hace curva a fin de uniformizar la longitud de los alambres.

DIMENSIONES GENERALES:			TIPO			
			S-50	S-100	S-150	
CANTIDAD MAX. DE ALAMBRES Y CAPACIDADES DE CABLES			IGUAL QUE EN ANCLAJES TIPO "M" CORRESPONDIENTES			
ANCLAJE CUADRADO (S)						
PLACA DE ANCLAJE LADO LONG. EXP. DE ALAMBRE	ESPEJOR	mm.	160	220	270	
		mm.	10-12*	10-12*	10-12*	
		mm.	450	550	650	
ANCLAJE RECTANGULAR (S)						
PLACA DE ANCLAJE LARGO	ANCHO	mm.	120	160	200	
	ESPEJOR	mm.	220	300	380	
	LONG. EXP. DE ALAMBRE	mm.	10-12*	10-12*	10-12*	
LONG. EXP. DE ALAMBRE		mm.	450	550	650	
	ANCLAJE LARGO (S)					
	PLACA DE ANCLAJE: LARGO	ANCHO	mm.	70	80	120
ESPEJOR		mm.	380	560	600	
LONG. EXP. DE ALAMBRE		mm.	10-12*	10-12*	10-12*	
LONG. EXP. DE ALAMBRE		mm.	650	700	750	
	TUBO:	LONG.	mm.	500	500	500
		DIAM.	mm.	35	55	65
ESPIRAL:	DIAM. DE VARILLA	mm.	10	13	16	

OTRAS PARTES D.B.R.V.-

Además de los anclajes mostrados en las hojas anteriores del apéndice, CONCRETOS, S.A. distribuye anclajes y cables con capacidades mayores o menores, así como los dispositivos de unión, (coplos) para cables muy largos fabricados en secciones.

Los cables tipo C 220 y E 220 Móvil y Fijo respectivamente, formados por 55 alambres de 7 mm. tienen piezas actualmente de importación que requieren de 2 ó 3 meses para su introducción al país. Si ese tiempo es admitido para un proyecto determinado, rogamos una entrevista con CONCRETOS, S.A. para proporcionar los detalles. En condiciones normales es aconsejable usar los tipos especificados en hojas anteriores, los cuales siempre existen en cantidades disponibles.

Además, CONCRETOS, S. A. pone a las órdenes de los interesados todo el equipo y personal técnico especializado que les sea necesario.

(*) Placas de anclaje con t -10 para alambres Ø 5 mm. con t-12 para

Ø 7 mm.