

180
28/11/85



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES

BIBLIOTECA CENTRAL

TESIS PROFESIONAL

CARLOS E. ROMERO SILVA

MEXICO, D.F;

1985



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CLASIFICACION DEL TERRENO

CLASIFICACION DEL TERRENO DE ACUERDO A LA CLASE DE MATERIAL.

CLASE I O' TIPO A.- MATERIALES QUE PUEDEN SER ATACADOS CON PALA.

CLASE II O' TIPO B.- MATERIAL QUE SEA INDISPENSABLE ATACAR CON -
PICO Y PALA.

CLASE II A.- MATERIAL QUE NO RESULTE COSTEABLE ATACAR CON PICO -
Y POR LO TANTO SEA INDISPENSABLE AFLOJAR CON CUÑA Y
MARRO, O' CON EXPLOSIVOS, O' CON EQUIPO MECANICO -
TAL COMO ARADO HIDRAULICO Y BULDOZER, O' CON PISTO-
LA NEUMATICA U OTRO MEDIO SEMEJANTE.

EJEMPLOS: TEPETATES MUY DUROS, BOLEO CONSOLIDADO -
CON MATERIAL TEPETATOSO, O' EQUIVALENTES QUE REPRE-
SENTEN EL MISMO GRADO DE DIFICULTAD.

CLASE III O' TIPO C.- MATERIAL QUE SEA NECESARIO ATACAR CON EX--
PLOSIVOS (ROCA FIJA).

CLASIFICACION DEL TERRENO DE ACUERDO A LA ZONA.

ZONA A.- A CAMPO ABIERTO, O EN ZONAS POBLADAS EN LAS CUALES NO -
EXISTAN INSTALACIONES.

ZONA B.- ZONAS URBANAS SIN INSTALACIONES QUE DIFICULTEN O QUE RE-
PRESENTEN UN PELIGRO PARA LA EJECUCION DE LA OBRA.

ZONA C.- ZONAS URBANAS CON INSTALACIONES QUE DIFICULTEN O RE--

REPRESENTEN UN PELIGRO PARA LA EJECUCION DE LA OBRA.

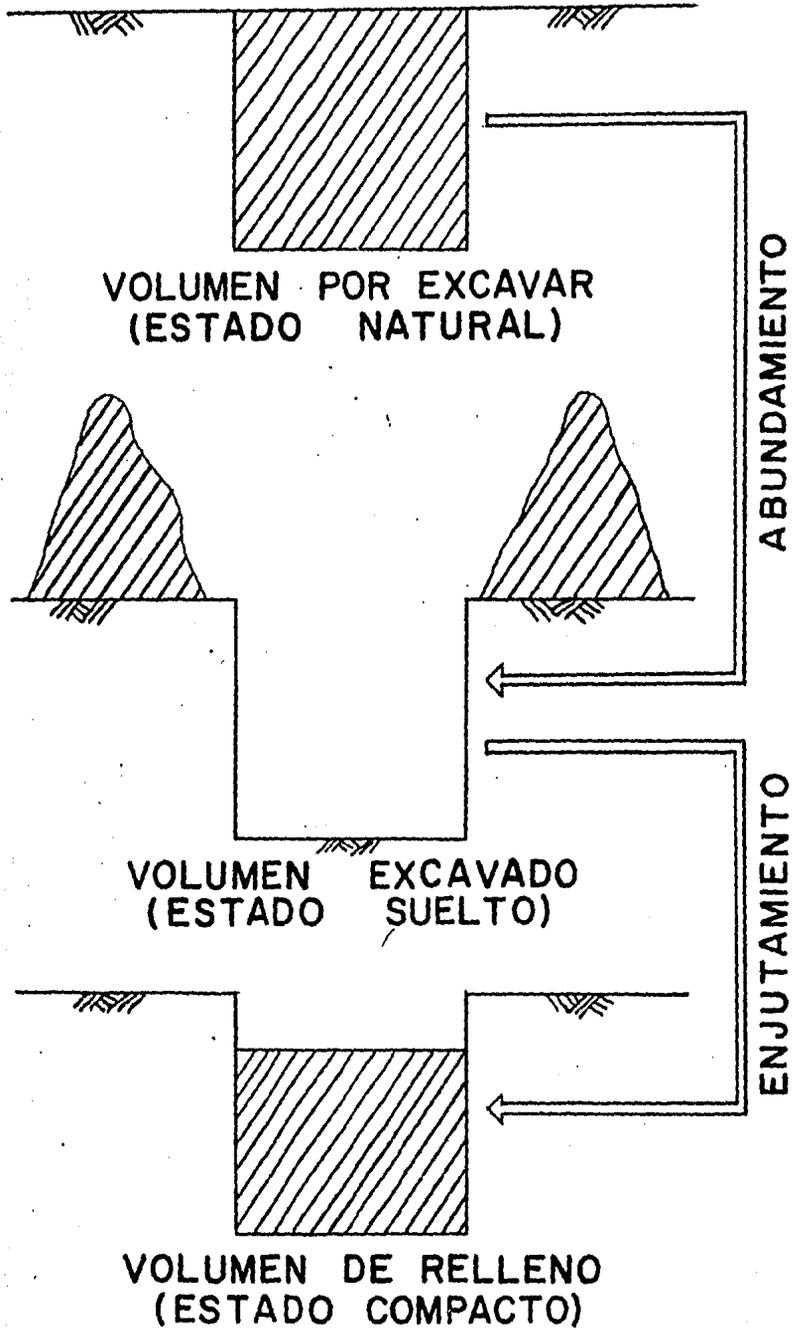
CLASIFICACION DEL TERRENO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE CIMENTA--
CIONES.

TIPO I.- SUELO PREPONDERANTE COMPRESIBLE COMO POR EJEMPLO LI-
MOS.

TIPO II.- SUELO PREPONDERANTE INTERMEDIO COMO POR EJEMPLO AR--
CILLA, TEPETATE.

TIPO III.- SUELO PREPONDERANTE INCOMPRESIBLE COMO POR EJEMPLO -
ROCA.

CAMBIOS VOLUMETRICOS



ABUNDAMIENTO

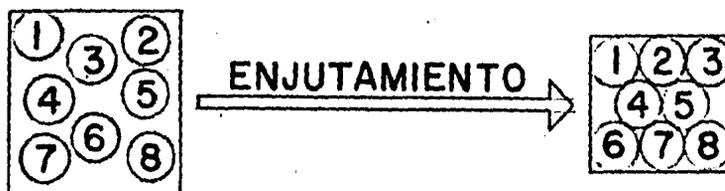
ES UN INCREMENTO DE VOLUMEN DEBIDO AL DESACOMODO ALCANZADO POR LAS PARTICULAS DEL SUELO, DEJANDO VACIOS ENTRE SI.



EL CONOCIMIENTO DEL ABUNDAMIENTO NOS PERMITE CONOCER EL VOLUMEN DE MATERIAL YA EXCAVADO QUE VAMOS A MOVER.

ENJUTAMIENTO

ES UN DECREMENTO DE VOLUMEN DEBIDO AL ACOMODO ALCANZADO POR LAS PARTICULAS DEL SUELO, DEJANDO MUY POCOS VACIOS ENTRE SI.



CALCULO DEL ABUNDAMIENTO Y ENJUTAMIENTO:

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Si: $W_n = W_s = W_c$

Entonces: $\gamma_n V_n = \gamma_s V_s = \gamma_c V_c$

$$A = \frac{V_s}{V_n} = \frac{\gamma_n}{\gamma_s} > 1$$

$$E = \frac{V_c}{V_s} = \frac{\gamma_s}{\gamma_c} < 1$$

γ = PESO ESPECIFICO
 W = PESO DEL MATERIAL
 V = VOLUMEN
 n = NATURAL
 s = SUELTO
 c = COMPACTO
 A = ABUNDAMIENTO
 E = ENJUTAMIENTO

GENERALMENTE LA RELACION DE MATERIAL COMPACTO A MATERIAL SUELTO - SE CONSIDERA COMO SIGUE:

MATERIAL	I	DE	1.25	A	1.35	USAR	1.30
MATERIAL	II	DE	1.30	A	1.40	USAR	1.35
MATERIAL	II-A	DE	1.35	A	1.45	USAR	1.40
MATERIAL	III	DE	1.45	A	1.65	USAR	1.50

EL ENJUTAMIENTO DEL MATERIAL SE LOGRA POR MEDIO DE LA COMPACTACION.

LA IMPORTANCIA DE LA COMPACTACION DE LOS SUELOS ESTRIBA EN EL-AUMENTO DE RESISTENCIA Y DISMINUCION DE CAPACIDAD DE DEFORMACION: DICHA COMPACTACION SE OBTIENE SUJETANDO AL SUELO A TECNICAS CON--VENIENTES QUE AUMENTEN SU PESO ESPECIFICO, DISMINUYENDO SUS VA---CIOS.

EN MATERIALES PURAMENTE FRICCIONANTES, COMO LA ARENA, SE COMPACTAN EFICIENTEMENTE POR METODOS VIBRATORIOS, EN TANTO QUE LOS SUELOS PLASTICOS EL PROCEDIMIENTO DE CARGA ESTATICA RESULTA MAS VENTAJOSO.

HAY FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACION DE SUELOS Y SON - EL CONTENIDO DE AGUA DEL SUELO, ANTES DE INICIARSE EL PROCESO DE

COMPACTACION Y LA ENERGIA ESPECIFICA EMPLEADA EN DICHO PROCESO.
POR ENERGIA ESPECIFICA SE ENTIENDE LA ENERGIA DE COMPACTACION SU-
MINISTRADA AL SUELO POR UNIDAD DE VOLUMEN.

PRUEBA PROCTOR

LA PRUEBA DE COMPACTACION MAS UTILIZADA ES LA PRUEBA PROCTOR -
ESTANDAR O A.A.S.H.O.

LA PRUEBA CONSISTE EN COMPACTAR EL SUELO EN CUESTION EN TRES -
CAPAS, DENTRO DE UN MOLDE DE DIMENSIONES Y FORMA ESPECIFICADAS, -
POR MEDIO DE UN PISTON, TAMBIEN ESPECIFICADO, QUE SE DEJA CAER LI
BREMENTE DESDE UNA ALTURA PREFIJADA.

DENTRO DEL MOLDE EL SUELO DEBE COLOCARSE EN TRES CAPAS QUE SE-
COMPACTAN DANDO 25 GOLPES, REPARTIDOS EN EL AREA DEL CILINDRO, A-
CADA UNA DE ELLAS.

$$E_c = \frac{N n W h}{V}$$

E_c = ENERGIA ESPECIFICA

N = NUMERO DE GOLPES POR CAPA.

n = NUMERO DE CAPAS DE SUELO

W = PESO DEL PISTON

h = ALTURA DE CAIDA DEL
PISTON

V = VOLUMEN DEL SUELO
COMPACTADO

EN LA PRACTICA EL MATERIAL POR COMPACTAR SE DEPOSITA POR CA--
PAS, GENERALMENTE DE ESPESOR COMPRENDIDO ENTRE 10 Y 30 cm., SIEN

DO COMUN EL DE 20 cm.

EL GRADO DE COMPACTACION DE UN SUELO ES:

$$G_c (\%) = \frac{\gamma_d}{\gamma_d \text{ máx.}} 100$$

γ_d = PESO ESPECIFICO SECO DEL MATERIAL TAL COMO HA SIDO COMPACTADO EN LA OBRA.

$\gamma_d \text{ máx.}$ = MAXIMO PESO ESPECIFICO SECO OBTENIDO SEGUN UN CIERTO PROCEDIMIENTO DE COMPACTACION DE LABORATORIO.

EXPANSIONES POR DESCARGA DEL TERRENO

EN CIMENTACIONES COMPENSADAS QUE REQUIEREN DE EXCAVACION DEL TERRENO PARA ALOJARLOS, INTERESA CONOCER LAS EXPANSIONES PRODUCIDAS POR LA DESCARGA DEL MISMO.

LAS EXPANSIONES PUEDEN SER DE DOS TIPOS: A CORTO Y A LARGO PLAZO.

EXPANSIONES A CORTO PLAZO

TAMBIEN SE DENOMINAN ELASTICAS Y OCURREN INMEDIATAMENTE A MEDIDA QUE SE EXCAVA EL TERRENO. TIENEN IMPORTANCIA DEBIDO A QUE PUEDEN OCASIONAR DAÑOS A CONSTRUCCIONES VECINAS POR DESPLAZAMIENTOS ASCENDENTES DIFERENCIALES, Y A LA PROPIA ESTRUCTURA AL CARGAR CON SU PESO AL TERRENO EXPANDIDO. SU ORDEN DE MAGNITUD PERMITIRA ESTABLECER LAS ETAPAS DE EXCAVACION Y LOS PROCEDIMIENTOS QUE LAS LIMITEN A VALORES MINIMOS TOLERABLES.

PARA FINES PRACTICOS, SE ACEPTA QUE LA MAGNITUD DE LOS ASENTAMIENTOS POR RECOMPRESION ES DEL MISMO ORDEN QUE LA EXPANSION EXPERIMENTADA POR EL TERRENO.

EXPANSIONES A LARGO PLAZO.

ESTE FENOMENO ES EL INVERSO DE LA CONSOLIDACION; IMPLICA INCREMENTOS EN LA RELACION DE VACIOS Y CONTENIDO DE AGUA DEBIDOS A LA ACCION DE UNA DESCARGA DE LARGA DURACION DE UN TERRENO DE BAJA PERMEABILIDAD.

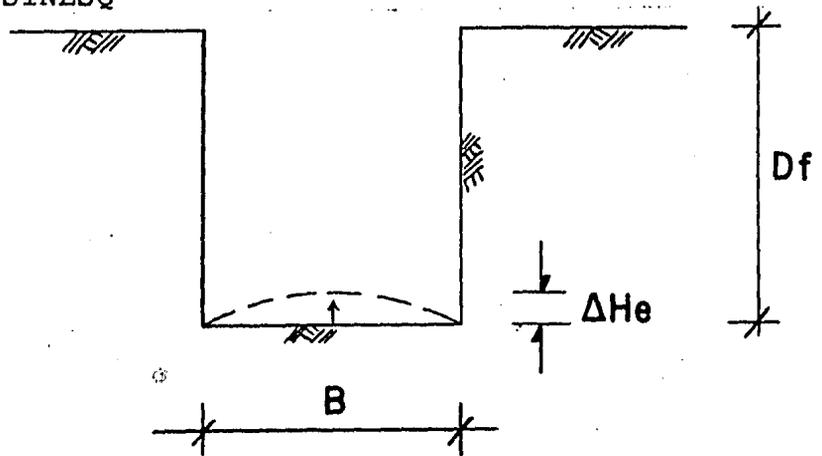
LAS EXPANSIONES A LARGO PLAZO EN SUELOS ARCILLOSOS, OCURREN A CONTINUACION DE LAS ELASTICAS, CUANDO UNA EXCAVACION HA PERMANECIDO ABIERTA UN PERIODO DE TIEMPO MUY LARGO.

CUANDO SE DISPONE DE TIEMPO SUFICIENTE ANTES DE LA CONSTRUCCION

CION, EXISTE LA ALTERNATIVA DE EXCAVAR A UNA PROFUNDIDAD TAL QUE -
 EL PESO DEL SUELO EXTRAIDO, IGUALE A LA CARGA DE SOBRECARGACION,
 PERMITIENDO QUE EL TERRENO SE DEFORME LIBREMENTE, OBSERVANDO SU --
 EVOLUCION A PARTIR DE NIVELACIONES DE BANCOS LOCALIZADOS DENTRO Y -
 FUERA DEL AREA EXCAVADA. SIN EMBARGO, EN LA GRAN MAYORIA DE LAS --
 OBRAS ESTO NO ES POSIBLE, POR LO QUE SE RECURRE A OTROS ARTIFICIOS-
 PARA REDUCIR LAS EXPANSIONES A UN VALOR TOLERABLE, COMO LA UTILIZA-
 CION DE LASTRE, EMPLEO DE ANCLAJES O PILOTES TRABAJANDO A TENSION,-
 REDUCCION DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ETC.

CALCULO DE EXPANSIONES A CORTO PLAZO.

SOLUCION DE BOUSSINESQ



$$\Delta H_e = \frac{(\gamma D_f + q) B (1 - \mu^2) I_f}{E}$$

q = SOBRECARGA

B = ANCHO DE LA EXCAVACION

γ = PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL

μ = RELACION DE POISSON ($0.2 \leq \mu \leq 0.5$)

E = MODULO ELASTICO

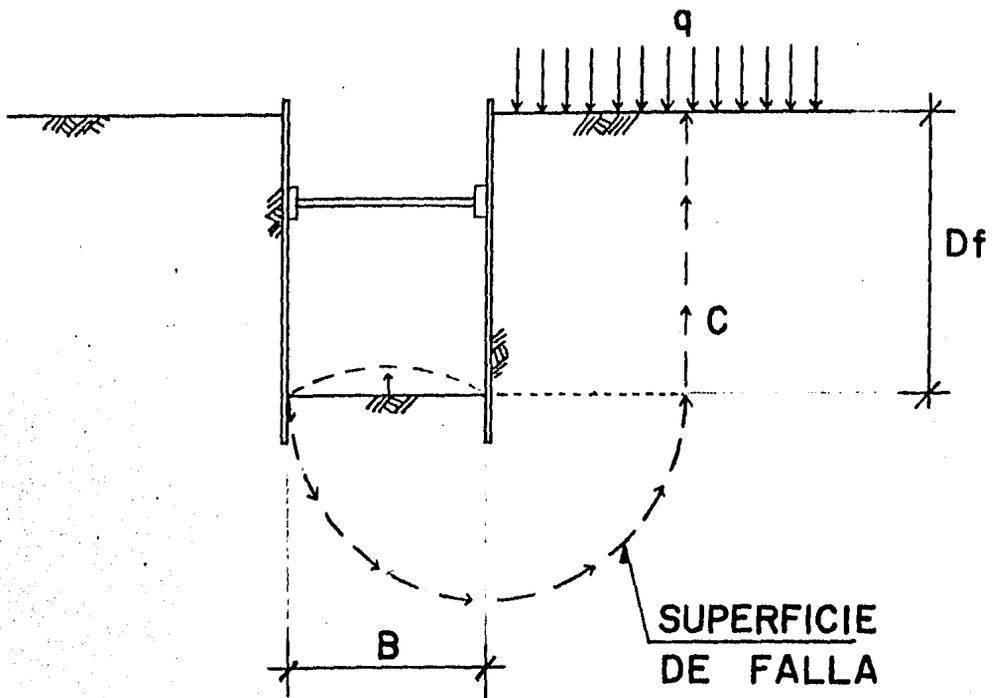
I_f = FACTOR DE FORMA

FORMA DEL AREA	I f
CUADRADA	1.12
RECTANGULAR: $L/B = 2$	1.52
$L/B = 5$	2.10
$L/B = 10$	2.54
CIRCULAR	1.00

EN LA PRACTICA EL MODULO E SE ESTIMA DE LAS CURVAS ESFUERZO -
 DEFORMACION AXIAL DETERMINADAS DE PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL, -
 DRENADA EN EL CASO DE ARENAS Y NO DRENADA (O DE COMPRESION SIMPLE)
 EN LAS ARCILLAS, EL VALOR DE E SE TOMA COMO LA TANGENTE DEL TRAMO-
 INICIAL DE LA CURVA.

FALLA DE FONDO EN EXCAVACIONES EN ARCILLA.

EN ESTE TIPO DE FALLA OCURRE UN ASENTAMIENTO DEL TERRENO VECI--
 NO, ACOMPAÑADO POR EL LEVANTAMIENTO GENERAL RAPIDO DEL FONDO DE LA-
 EXCAVACION; LO QUE SUCEDE ES QUE EL MATERIAL VECINO FLUYE HACIA EL-
 CENTRO DE LA EXCAVACION.



FORMULA DE SKEMPTON:

$$F_s = \frac{C N_c}{\gamma D_f + q}$$

- F_s** = FACTOR DE SEGURIDAD $\hat{=}$ 1.5
C = COHESION
N_c = FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA
 γ = PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL
q = SOBRECARGA
D_f = PROFUNDIDAD MAXIMA A QUE PUEDE LLEVARSE LA EXCAVACION, SIN QUE FALLE POR FONDO.

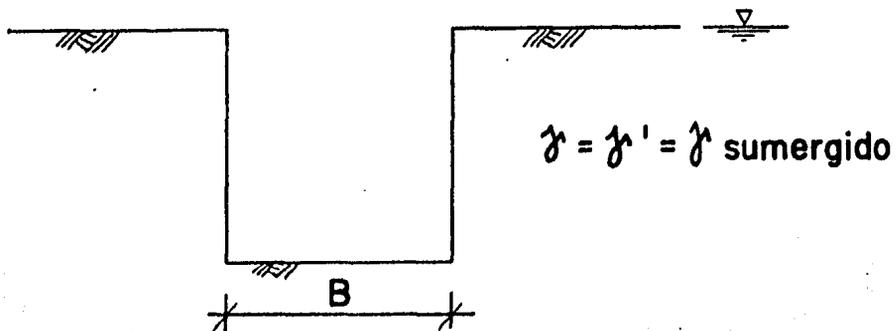
LAS EXCAVACIONES PARA FINES DE CIMENTACION SE REALIZAN LO SUFICIENTEMENTE RAPIDAS, POR LO QUE EL ANALISIS DE ESTABILIDAD

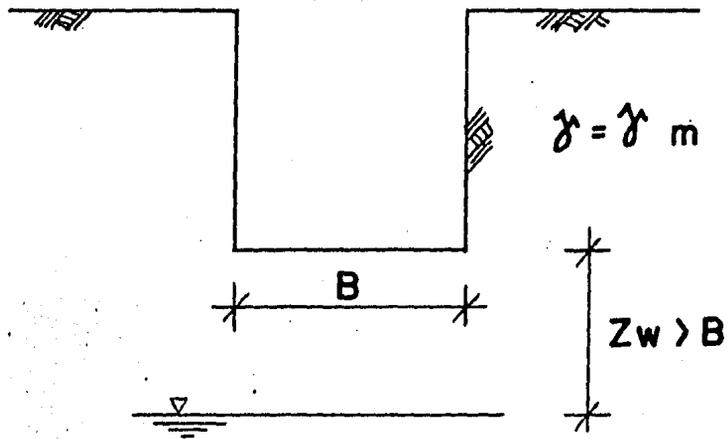
PUEDE HACERSE CON DATOS PROVENIENTES DE PRUEBAS TRIAXIALES RAPIDAS.

ALGUNOS VALORES DE N_c OBTENIDOS DE LA GRAFICA DE SKEMPTON.

D/B	N_c	
	CIRCULO CUADRADO	LARGO
0	6.2	5.14
0.25	6.7	5.6
0.6	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.60	8.1	6.8
2.00	8.4	7.0
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
4.00	9.0	7.5
>4.00	9.0	7.5

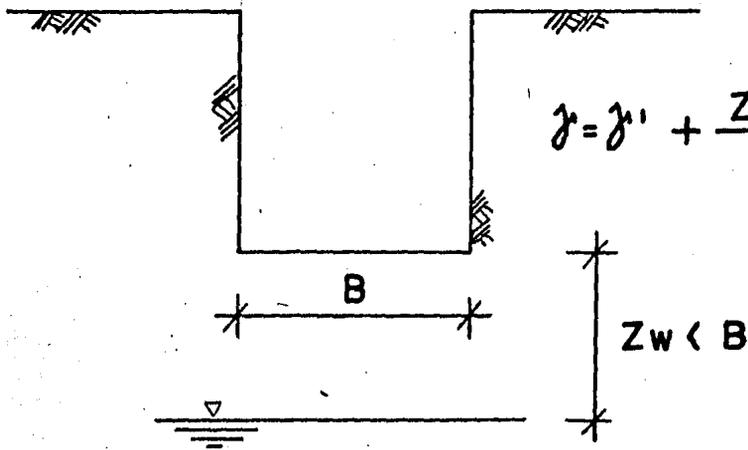
CUANDO EXISTE NIVEL FRIATICO:





$$z = z_m$$

$$Z_w > B$$

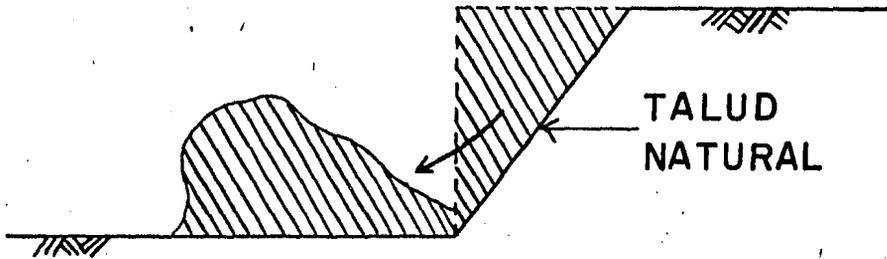


$$z = z' + \frac{Z_w}{B} (z_m - z')$$

$$Z_w < B$$

ESTABILIDAD DE TALUDES

LOS TALUDES SON CUALQUIER SUPERFICIE INCLINADA RESPECTO A LA HORIZONTAL QUE HAYAN DE ADOPTAR PERMANENTEMENTE LAS ESTRUCTURAS DE TIERRA. TALUD NATURAL ES EL TALUD QUE TIENDE A ADOPTAR UN SUELO AL SER EXCAVADO.



EL CONOCIENDO DEL TALUD NATURAL DE UN SUELO NOS AYUDA A CONOCER LAS DIMENSIONES REALES DE LA EXCAVACION Y SI ES NECESARIO O NO LA COLOCACION DE ADEMES EN EL CASO DE QUE LOS LINDEROS DEL TERRENO NO PERMITAN DAR EL TALUD NATURAL Y SE TENGA QUE EXCAVAR CON PAREDES VERTICALES.

MATERIAL	TALUD NATURAL	NOTAS
ROCA SANA	VERTICAL	
ROCA FRAGTURADA	4:1 0' 2:1	DEPENDE DE LA FISURA U ORIENTACION QUE TENGA.
TEPETATE	3/4 : 1	
TERRENOS NORMALES O DE ARCILLA	1 1/2 : 1	
ROCA VOLCANICA	1/4 : 1	

LA FALLA DE UN TALUD PUEDE OCURRIR POR VARIAS CAUSAS COMO SON: FALLA POR DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL, FALLA POR EROSION, FALLA POR LICUACION, FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO Y FALLA POR MOVIMIENTOS DEL CUERPO DEL TALUD.

LA FALLA POR MOVIMIENTO DEL CUERPO DEL TALUD PUEDE SER DE DOS FORMAS: UNA EN QUE SE DEFINE UNA SUPERFICIE DE FALLA CURVA, A LO LARGO DE LA CUAL OCURRE EL MOVIMIENTO DEL TALUD; A ESTE TIPO SE LE LLAMA FALLA POR ROTACION.

LA OTRA FORMA ES LA QUE OCURRE A LO LARGO DE SUPERFICIES DEBILES, EN EL CUERPO DEL TALUD O EN SU TERRENO DE CIMENTACION; A ESTE TIPO DE FALLA SE LE LLAMA FALLA POR TRASLACION.

CUANDO UN TALUD ESTA FORMADO POR MATERIAL PURAMENTE FRICCIONANTE, PARA GARANTIZAR LA ESTABILIDAD DEL TALUD BASTARA QUE EL ANGULO QUE PRESENTE EL TALUD SEA MENOR QUE EL DE FRICCION INTERNA DEL MATERIAL FRICCIONANTE.

POR LO TANTO, LA CONDICION LIMITE DE ESTABILIDAD ES SIMPLEMENTE:

$$\beta = \phi$$

β = ANGULO DEL TALUD CON-
RESPECTO A LA HORIZONTAL.

ϕ = ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL MATERIAL.

CUANDO SE TIENE EL CASO DE QUE EL TALUD ESTE FORMADO POR SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES O PURAMENTE COHESIVOS SE UTILIZA GENE-

RALMENTE EL METODO SUECO PARA ANALIZAR SU ESTABILIDAD.

METODO SUECO

EN ESTE METODO SE COMPRENDEN TODOS LOS PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD RESPECTO A LA FALLA POR ROTACION, EN LOS QUE SE CONSIDERA QUE LA SUPERFICIE DE FALLA ES CILINDRICA Y CUYA TRAZA CON EL PLANO NORMAL AL EJE DEL CILINDRO ES UN ARCO DE CIRCUNFERENCIA.

CUANDO EL SUELO ES PURAMENTE COHESIVO SE PROCEDE DE LA SIGUIENTE MANERA: CONSIDERESE UN ARCO DE CIRCUNFERENCIA CON CENTRO EN O Y RADIO R COMO LA TRAZA DE UNA SUPERFICIE HIPOTETICA DE FALLA. LAS FUERZAS QUE TIENDEN A PRODUCIR EL DESLIZAMIENTO DE LA MASA DE TIERRA SON EL PESO DEL SUELO CORRESPONDIENTE AL AREA SUPUESTA MAS CUALQUIER SOBRECARGA QUE PUDIERA ACTUAR SOBRE LA CORONA DEL TALUD. EL MOVIMIENTO DE ESTAS FUERZAS EN TORNO A UN EJE NORMAL A TRAVES DE O SERA:

$$M_m = \Sigma W d$$

QUE ES EL LLAMADO MOMENTO MOTOR.

LAS FUERZAS QUE SE Oponen AL DESLIZAMIENTO DE LA MASA DE TIERRA SON LOS EFECTOS DE LA COHESION A LO LARGO DE TODA LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO SUPUESTA. ASI:

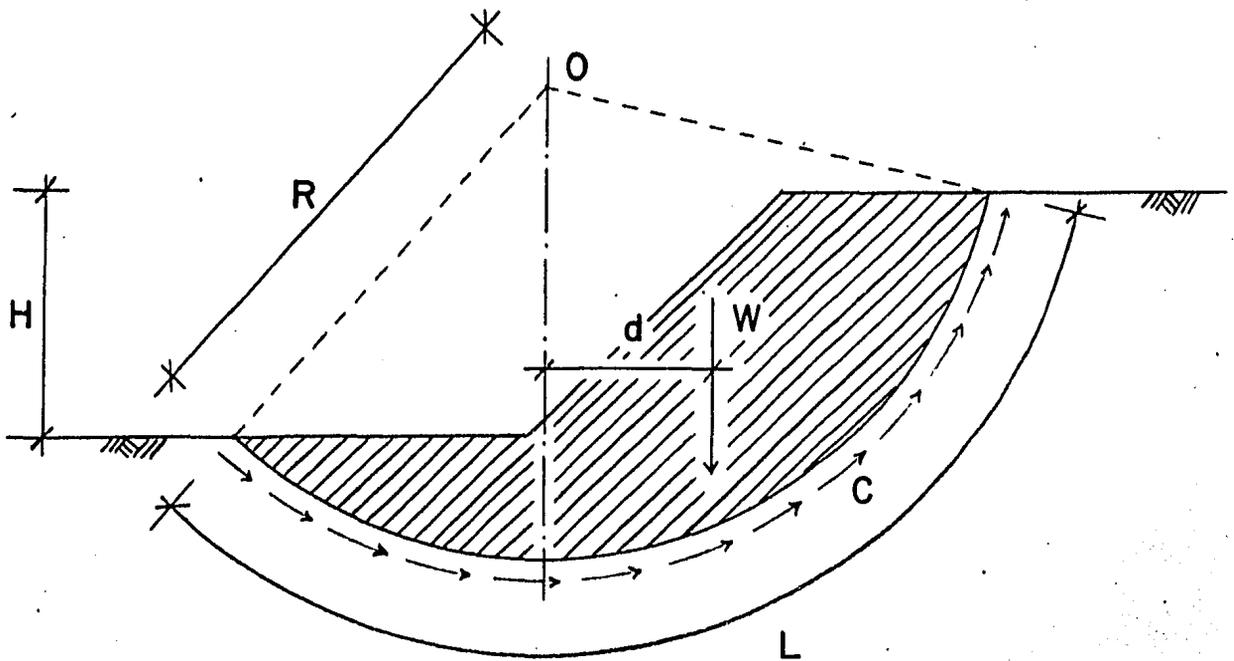
$$M_R = C L R$$

QUE ES EL LLAMADO MOMENTO RESISTENTE.

EL FACTOR DE SEGURIDAD SERA:

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

LA EXPERIENCIA PERMITE CONSIDERAR A 1.5 COMO UN VALOR DE F_s ACEPTABLE.



METODO DE LAS DOVELAS.

PARA SUELOS CON COHESION Y FRICCION SE USA EL METODO DE LAS DOVELAS. SE SUPONE UN CIRCULO DE FALLA A ELECCION Y LA MASA DE TIERRA DESLIZANTE SE DIVIDE EN DOVELAS CUYO NUMERO ES ARBITRARIO, SI BIEN, A MAYOR NUMERO DE ESTAS LOS RESULTADOS SON MAS APROXIMADOS.

PARA EL EQUILIBRIO DE CADA DOVELA SE CONSIDERA SU PESO W_i Y LAS FUERZAS N_i Y T_i QUE SON LAS REACCIONES NORMAL Y TANGENCIAL A LO LARGO DE LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO $\Delta L_i \cdot N_i$ Y T_i EQUILIBRAN A W_i .

PUEDE CALCULARSE EL MOMENTO MOTOR DEBIDO AL PESO DE LAS DOVELAS COMO:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

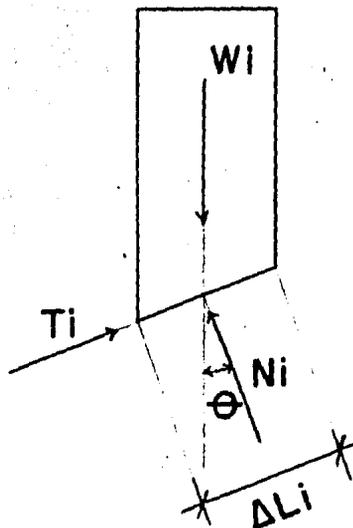
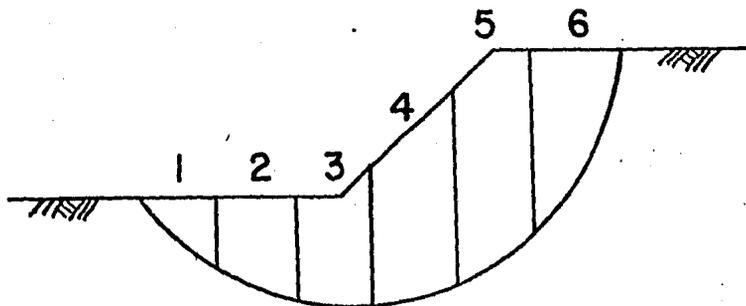
EL MOMENTO RESISTENTE ES DEBIDO A LA RESISTENCIA AL ESFUERZO-CORTANTE S_i , QUE SE DESARROLLA EN LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO

DE CADA DOVELA Y VALE:

$$M_R = R \sum S_i \Delta L_i$$

EL FACTOR DE SEGURIDAD SERA:

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



FRECUENTEMENTE SE PRESENTAN EN LA FRACTICA TALUDES FORMADOS - POR DIFERENTES ESTRATOS DE SUELOS DISTINTOS; ASI PUEDE CONSIDERAR SE A LA MASA DEL SUELO DESLIZANTE, CORRESPONDIENTE A UN CIRCULO - SUPUESTO, DIVIDIDA POR DOVELAS, DE MODO QUE NINGUNA BASE DE ELLAS CAIGA ENTRE DOS ESTRATOS, A FIN DE LOGRAR LA MAXIMA FACILIDAD EN- LOS CALCULOS.

PARA OBTENER EL PESO DE CADA DOVELA, AHORA DEBERA CALCULARSE

EN SUMANDOS PARCIALES, MULTIPLICANDO LA PARTE DEL AREA DE LA DOVE LA CORRESPONDIENTE A CADA ESTRATO POR EL PESO ESPECIFICO RESPECTIVO. CONOCIDO EL PESO DE CADA DOVELA SE PROCEDE A CALCULAR LOS MOMENTOS RESISTENTES Y MOTORES PARCIALES. LOS MOMENTOS TOTALES SE OBTIENEN SUMANDO LOS PARCIALES CALCULADOS Y CON ELLOS PUEDE CALCULARSE EL F_s CORRESPONDIENTE AL CIRCULO DE FALLA ELEGIDO.

METODO DE TAYLOR

TAYLOR REALIZO UN GRAN NUMERO DE INVESTIGACIONES TENDIENTES A EVITAR A LOS PROYECTISTAS EL TRABAJO LARGO Y TEDIOSO DE LOS TANTEOS. TAYLOR OBTUVO UNA GRAFICA EN LA QUE SE RELACIONAN LOS VALORES DEL ANGULO DEL TALUD CON LOS NUMEROS DE ESTABILIDAD OBTENIDOS PARA ELLOS.

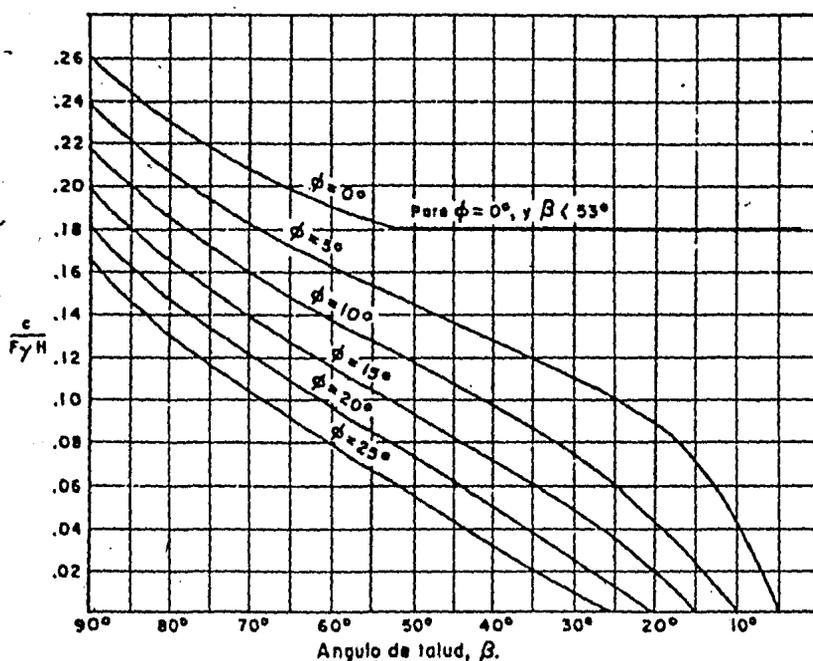


FIG. V-a.4. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes en materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación

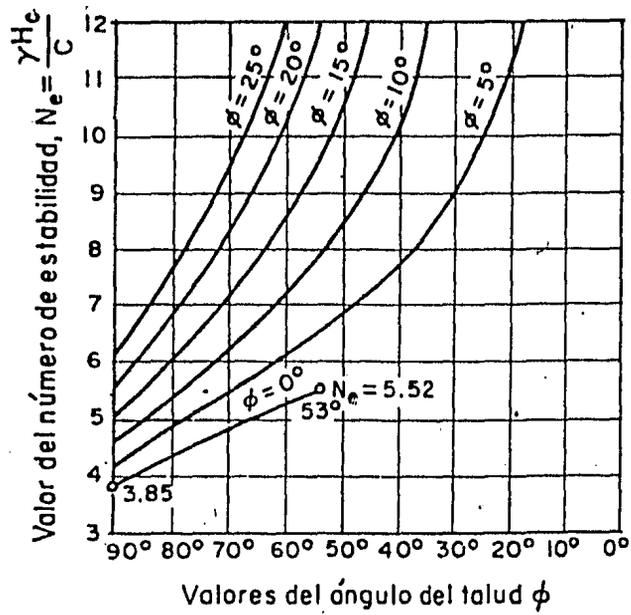


FIG. V-b.2. Gráfica de Taylor para determinar el número de estabilidad de un talud, $\phi \neq 0, c \neq 0$

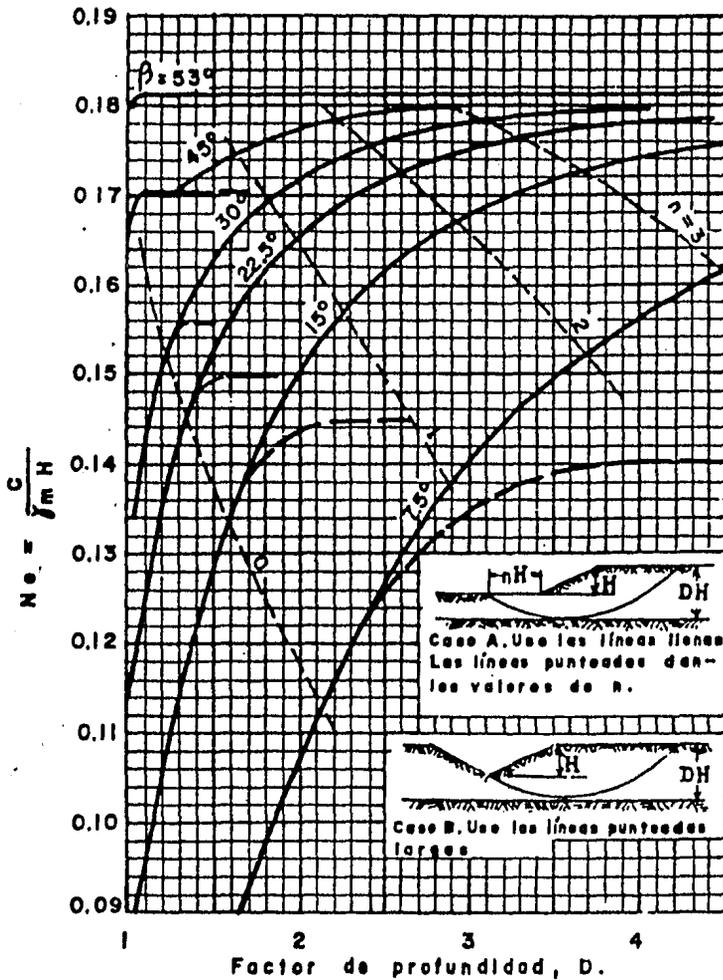


FIG. V-a.7 Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente

LA ALTURA CRITICA PARA UN TALUD VERTICAL SIN ADEMAR EN UNA -
ARCILLA DURA ES DE:

$$H \text{ critica} = \frac{4 C}{\gamma}$$

BIBLIOGRAFIA.-

- MECANICA DE SUELOS TOMO I Y II
AUTOR: JUAREZ BADILLO Y RICO

- PRINCIPIOS DE GEOLOGIA Y GEOTECNIA PARA INGENIEROS
AUTOR: D.P. KRYNINE - W.R. JUDD

- APUNTES DE GEOTECNIA
AUTOR: APUNTES FACULTAD DE INGENIERIA

- ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS DE EXCAVACIONES EN MEXICO, D.F.
AUTOR: 8° CONGRESO MEXICANO DE LA CAMARA NACIONAL DE LA -
INDUSTRIAL DE LA CONSTRUCCION