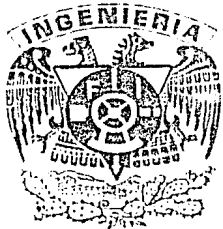


20
75



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE PRESAS
DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

DAVID ROSENDO GUTIERREZ Y CARDOSO

FALLA DE ORIGEN



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.

I	I N T R O D U C C I O N	1
I.1	ASPECTOS GENERALES	1
I.2	DEFINICION DE TERMINOS	2
I.3	ESTRUCTURAS AUXILIARES DE UNA PRESA	4
I.4	CLASIFICACION DE LAS PRESAS	5
I.4.1	Presas de materiales sueltos	5
I.4.1.1	Presas de tierra	7
I.4.1.1.1	De relleno hidráulico	7
I.4.1.1.2	De sección homogénea compactada	9
I.4.1.2	Presas de materiales graduados	10
I.4.1.3	Presas de enrocamiento	10
I.4.1.3.1	De núcleo de tierra (Impermeable)	11
I.4.1.3.2	De pantalla de concreto	12
I.4.2	Presas de materiales cementados	13
I.4.2.1	Presas de gravedad	14
I.4.2.1.1	Presas de gravedad masiva	14
I.4.2.1.2	Presas de gravedad aligerada (Tipo Marcello)	14
I.4.2.2	Presas de contrafuertes	15
I.4.2.2.1	Presas de machones masivos	17
I.4.2.2.2	Presas de losas planas (Tipo Ambursen)	19
I.4.2.2.3	Presas de arcos o bóvedas múltiples	20
I.4.2.3	Presas de arco-bóveda	20
II	PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS	22
II.1	PROPIEDADES INDICE DE LOS SUELOS	22
II.1.1	Tamaño y forma de las partículas de los suelos	23

II.1.2	Propiedades de los suelos formados de fracciones finas	24
II.1.3	Análisis granulométrico	25
II.1.3.1	Graduación	30
II.1.4	Agregado de suelo. Relaciones volumétricas y gravimétricas	32
II.1.4.1	Fases del suelo	33
II.1.4.2	Relaciones de pesos y volúmenes	34
II.1.4.3	Relaciones fundamentales	35
II.1.5	Plasticidad	36
II.1.5.1	Límites de consistencia	37
II.1.5.2	Carta de plasticidad	41
II.1.5.3	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	42
II.1.6	Densidad de sólidos	45
II.1.7	Compactación	47
II.2	PROPIEDADES HIDRAULICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS	49
II.2.1	Permeabilidad	50
II.2.2	Consolidación	52
II.2.3	Resistencia al esfuerzo cortante	54
III	REDES DE FLUJO	60
III.1	ECUACIONES HIDRODINAMICAS DEL FLUJO DE AGUA EN SUELOS	60
III.2	TEORIA DE LA SECCION TRANSFORMADA	64

III.3	SOLUCION GRAFICA DE LA ECUACION GENERAL DEL FLUJO	66
III.4	TEORIA DE REDES DE FLUJO	68
III.4.1	Condiciones de frontera	68
III.4.2	Trazo de la red de flujo	74
III.4.3	Aplicaciones de la red de flujo	85
III.4.3.1	Cálculo de gasto	85
III.4.3.2	Cálculo de las fuerzas de filtración	86
III.4.3.3	Cálculo del gradiente hidráulico	87
III.5	FLUJO DE AGUA EN PRESAS DE TIERRA	88
III.5.1	Línea de corriente superior	89
III.5.2	Teoría de Dupuit para flujo no confinado	89
III.5.3	Fórmula de Schaffernak - Van Iterson	90
III.5.4	Fórmula de Leo Casagrande	91
III.5.5	Fórmula de Koseny para $\alpha = 180^\circ$	93
III.5.6	Solución de A. Casagrande para $60^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	94
III.5.7	Casos con tirantes aguas abajo	95
III.5.8	Flujo en regiones compuestas	97
IV	MÉTODOS DE ANÁLISIS Y CONDICIONES GENERALES DE DISEÑO	99
IV.1	GENERALIDADES	99
IV.2	MÉTODOS DE ANÁLISIS CON ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS	99

IV.3	METODO SUECO DE ESTABILIDAD DE TALUDES	100
IV.3.1	Talud en suelos exclusivamente cohesivos	100
IV.3.2	Talud en suelos cohesivo-friccionantes	102
IV.3.3	Hipótesis del método sueco	106
IV.4	CONDICIONES DE TRABAJO DE LA PRESA	108
IV.4.1	Condiciones iniciales y finales	108
IV.4.2	Condiciones de vaciado rápido	110
IV.4.3	Efectos de los sismos	110
IV.4.4	Efectos del flujo en los suelos	114
IV.4.5	Efectos de la presión hidrostática	118
IV.5	CONDICIONES DE DISEÑO	120
IV.5.1	Condiciones iniciales, presa vacía, sin sismo	121
IV.5.2	Condiciones iniciales, presa vacía, con sismo	122
IV.5.3	Condiciones iniciales, presa llena, sin sismo	122
IV.5.4	Condiciones iniciales, presa llena, con sismo	123
IV.5.5	Condiciones finales, presa vacía, sin sismo	123
IV.5.6	Condiciones finales, presa vacía, con sismo	124
IV.5.7	Condiciones finales, presa llena, sin sismo	124
IV.5.8	Condiciones finales, presa llena, con sismo	125
IV.5.9	Vaciado rápido	126

IV.6	PROCEDIMIENTO GRAFICO DE APLICACION DEL METODO SUECO A UNA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS	126
IV.6.1	Método gráfico para considerar los efectos de los sismos	130
IV.6.1.1	Corrección por T'a	132
IV.6.2	Procedimiento gráfico para la obtención de las fuerzas de filtración	134
IV.6.3	Valores que deben darse a los pesos volumétricos de los diferentes materiales en el análisis de estabilidad	138
IV.6.4	Tabla de factores de seguridad según normas de la S.A.R.H.	138
V	EJEMPLOS DE APLICACION	142
VI	CONCLUSIONES	144
	Bibliografía	149

CAPITULO I

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

I.1 ASPECTOS GENERALES

Se construyen presas con objeto de almacenar o captar los escurrimientos y regar tierras o generar energía, o bien, dotar de agua potable a poblaciones o centros industriales.

También sirven para regularizar el flujo de una corriente que provoca inundaciones en predios o poblados. Dichas estructuras no siempre responden a sólo una de las finalidades antes enumeradas, más bien proyectan funciones múltiples coordinando los servicios de riego, electrificación y regularización de avenidas, con miras al desarrollo integral de una región.

La presa es el resultado de un estudio general, en el que intervienen las características del río, la geología de la región, la existencia de sitios apropiados para crear el embalse y cimentar la obra, de tierras de labor o necesidades de energía en la región o bien de poblaciones que proteger o dotar de agua.

Los estudios generales comprenden la selección de los tipos de estructuras, la disposición preliminar de las otras partes integrantes (obra de toma, vertedor, desvío, casa de máquinas, etc.) así como una estimación global de su costo. Finalizada la fase de planeación y anteproyecto se procede al estudio detallado de la obra, cuya finalidad es dimensionar y elaborar los planos de construcción.

Tanto esta etapa como la primera se apoyan en trabajos de diversa índole: topográficos, geológicos, hidráulicos, estructurales y de resistencia de materiales, incluyendo los de suelos y de rocas en general.

Como en otros trabajos de ingeniería, la selección del tipo de presa y sus obras auxiliares deben hacerse con base en un criterio predominantemente económico. Por supuesto, las alternativas que se estudien tienen que ser comparables en cuanto a lograr las finalidades previstas.

I.2 DEFINICION DE TERMINOS

La mayoría de los términos que se utilizan al hablar de una presa aparecen ilustrados en la fig. I.1 y se describen a continuación los de uso más común.

Otros que son menos usuales, se definirán a medida que sea necesario.

Obra de contención, cortina o presa. Estructura que tiene por objeto crear un almacenamiento de agua o derivar el río.

Boquilla. Lugar escogido para construir la presa.

Sección. En general, es cualquier corte transversal de la presa; pero a menos que se especifique la estación o cadnamiento de dicho corte, es la sección de máxima altura de ella.

Altura. Se define como la distancia vertical máxima

entre la corona y la cimentación, excluyendo dentellones y pantallas.

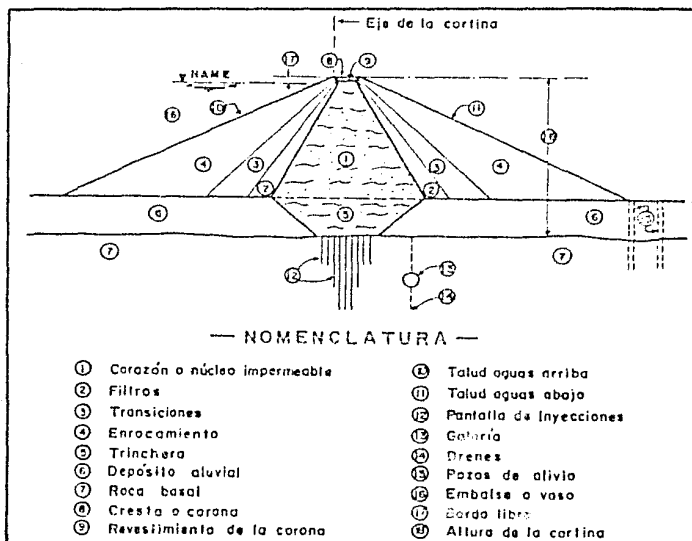


FIG. 1.1 DEFINICIONES.

Corona. Es la superficie superior de la presa que, en ciertos casos, puede alojar a una carretera o la vía de un ferrocarril.

Talud. Es cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la presa o con el medio circundante. Se medirá por la relación de longitudes entre el cateto horizontal y el vertical.

Corazón o núcleo impermeable. Es el elemento de la presa que cierra el valle al paso del agua contenida en el embalse o vaso.

Respaldos permeables. Son las masas granulares que integran, con el corazón impermeable, la sección de la presa. Pueden estar formados, como en el caso de la fig. I.1 por filtros, transiciones y enrocamientos.

Name. Abreviación del nivel de aguas, máximo extraordinario, es la elevación del agua en el vaso cuando la presa es tá llena y además funciona el vertedor a su máxima capacidad.

La diferencia entre la elevación de la corona y el Name es el bordo libre.

Namo. Nivel de aguas máximo ordinario. Nivel máximo de almacenamiento para aprovechamiento.

I.3 ESTRUCTURAS AUXILIARES DE UNA PRESA

Obra de toma. Estructura que permite la extracción de agua del embalse para los fines deseados. Fig. I.2.

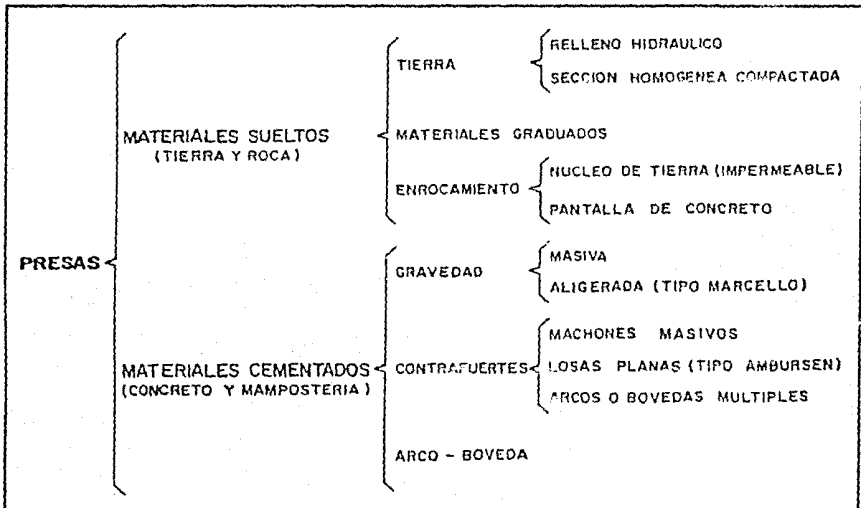
Obra de excedencias. Estructura que permite que los excedentes de agua pasen de nuevo a la corriente, sin peligro para la presa. Fig. I.2.

Obra de control. Permite el manejo de los excedentes para proteger zonas aguas abajo.

Obra de desvío. Son obras de carácter temporal, que tienen por objeto controlar adecuadamente la corriente durante la construcción de la presa. Fig.I.2 (Tajo de desviación).

I.4 CLASIFICACION DE LAS PRESAS

Existen varias clasificaciones de las presas; atendiendo a su altura, a sus funciones o a otras características, sin embargo la clasificación más común es de acuerdo a sus materiales de construcción y a su concepción estructural, es la que se cita a continuación:



I.4.1 PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Con este término genérico se agrupan varios tipos de

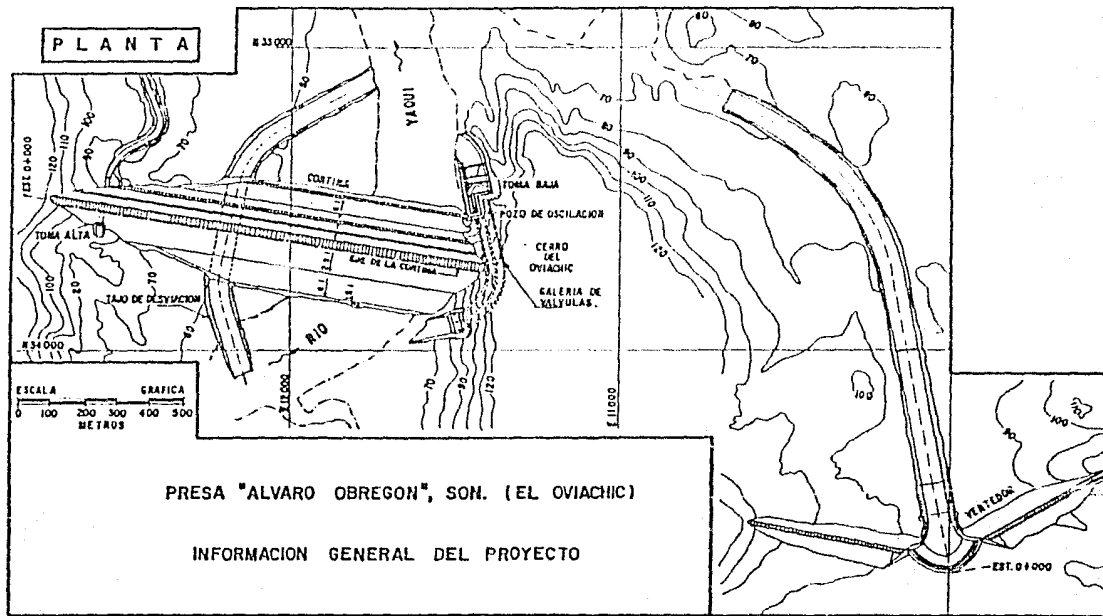


FIG. 1.2 ESTRUCTURAS AUXILIARES DE UNA PRESA.

presas, entre las que se pueden mencionar las presas de tierra, materiales graduados y enrocamiento. El material de construcción empleado en la mayoría de estas presas es la tierra y roca.

1.4.1.1 PRESAS DE TIERRA

1.4.1.1.1 DE RELLENO HIDRAULICO

Su característica fundamental es que los materiales integrantes de la sección, incluyendo los finos del corazón y los granulares relativamente gruesos de los respaldos permeables, son atacados en la cantera, conducidos a la cortina y colocados en ella por medios hidráulicos. Con la creación de un estanque al centro del terraplén y canales de distribución que parten de los taludes exteriores, se logra una disposición adecuada del material explotado en cantera. Manteniendo un control estricto de las pendientes en los canales de distribución, los fragmentos más gruesos se depositan en la vecindad de los taludes exteriores, la fracción arcillosa o limosa se sedimenta en la parte central, y entre ésta y la masa granular queda una zona de transición. Fig. I.3. Teóricamente la solución es atractiva. En la práctica, son varios los factores que influyen en la construcción de la estructura, algunos de ellos de difícil vigilancia.

Cantera. Debe prestarse a un ataque hidráulico con "chiflones", tener composición granulométrica aceptable y homogénea. Estos dos últimos requisitos son indispensables.

Transporte. Para que la conducción de los materiales pueda realizarse económicamente por medio de una corriente de

agua, se requiere disponer de un desnivel entre la cantera y la cortina, adecuado para mantener una velocidad alta.

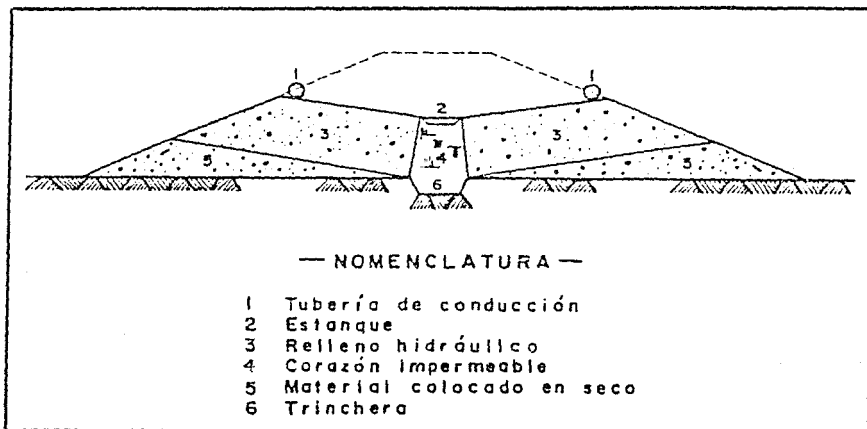


FIG. 1.3 CONSTRUCCION DE UNA PRESA DE RELLENO HIDRAULICO.

Terraplén. Puesto que la colocación de los materiales en la cortina se realiza por sedimentación, debe ser estricto el control de la velocidad del agua en las diferentes partes de la cortina.

Nota. La disponibilidad de materiales, equipo y personal experimentado, pueden hacer que este procedimiento de construcción resulte atractivo por razones de costo. Sin embargo, son varias las desventajas que ameritan análisis.

La más importante es que todos los materiales son colocados en estado suelto. Por tanto, puede decirse que la resistencia al corte es menor y tanto la compresibilidad como la

susceptibilidad a licuarse, mayores que en cortinas de materiales compactados. En general, el volumen de una presa construida por este método es superior que otra de la misma altura realizada compactando los materiales.

Las fallas de las presas de relleno hidráulico, Fort Peck en EUA y Necaxa en México, han desprestigiado este tipo de construcción.

I.4.1.1.2 DE SECCION HOMOGENEA COMPACTADA

Construida casi exclusivamente con tierra compactada, tiene por lo menos una protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba, fig. I.4.

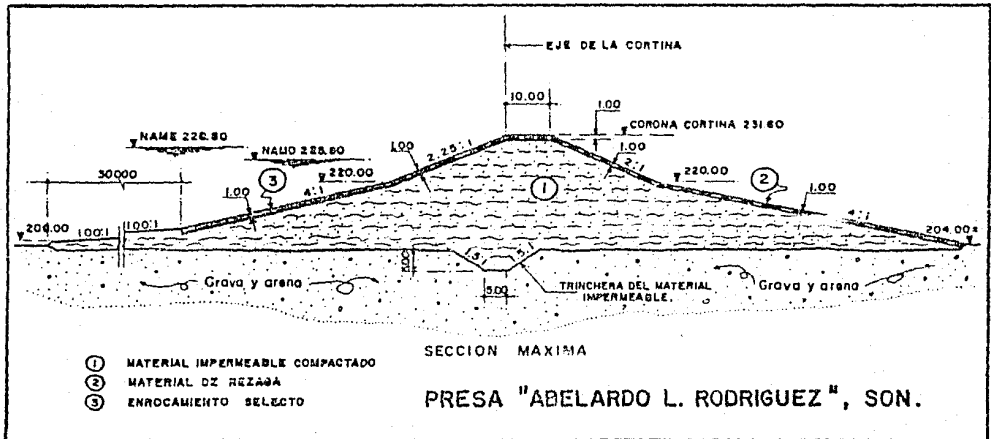


FIG. I.4 PRESA SECCION HOMOGENEA COMPACTADA.

Este tipo de presas debe ser lo suficientemente tendido para evitar su deslizamiento aguas arriba cuando se presente un vaciado rápido; el talud aguas abajo debe garantizar también la estabilidad de la presa.

A través del cuerpo de la presa pasarán filtraciones que aparecerán en el talud aguas abajo, ocasionando, además de la pérdida de agua, posibilidades de tubificación.

Debido a este problema es necesario controlar el sitio donde afloren las filtraciones; esto se logra construyendo partes de material que pueda servir como filtro y que proporcionarán el drenaje deseado.

I.4.1.2 PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS

Se ha dado este nombre a las presas en que los materiales se distribuyen en forma gradual, de los suelos finos en el corazón pasando por los filtros y transiciones a los enrocamientos, en los que también se coloca el material respetando la misma idea.

Esto no siempre puede lograrse, pues depende de que se tenga en el sitio la serie de materiales antes enumerado, fig. I.5. Este tipo ha sido el preferido por los ingenieros mexicanos, y en general la sección es simétrica.

I.4.1.3 PRESAS DE ENROCAMIENTO

Las masas de roca en estas presas son voluminosas com

paradas con el corazón impermeable. Existen básicamente dos tipos: uno con corazón impermeable (ocupando la parte central o inclinado hacia aguas arriba) constituido por suelos arcillosos. El otro tipo utiliza una cubierta o pantalla, de concreto o asfalto, en el talud de aguas arriba.

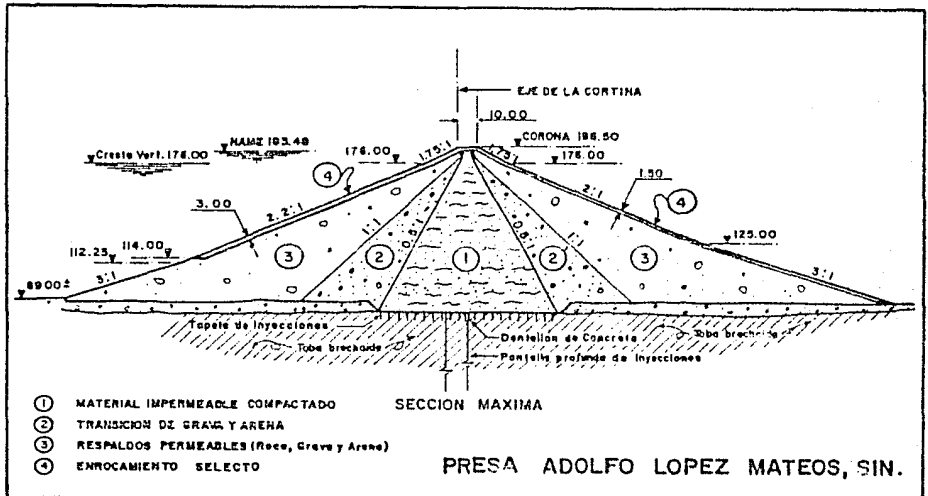


FIG. 1.5 PRESA DE MATERIALES GRADUADOS.

I.4.1.3.1 DE NUCLEO DE TIERRA (IMPERMEABLE)

Las presas de enrocamiento con corazón de tierra compactada, central o inclinado, son las más altas ejecutadas por el hombre. En la URSS la presa Nurek es de 300 m de altura; la de Oroville en EUA, Y Mica en Canadá son de más de 200 m sobre el lecho del río; en México, las presas del Infiernillo, La An-

gostura y Netzahualcóyotl, fig. I.6, alcanzan cerca de 150 m, Furnas; en Brasil, de corazón inclinado, es de 130 m aproximadamente.

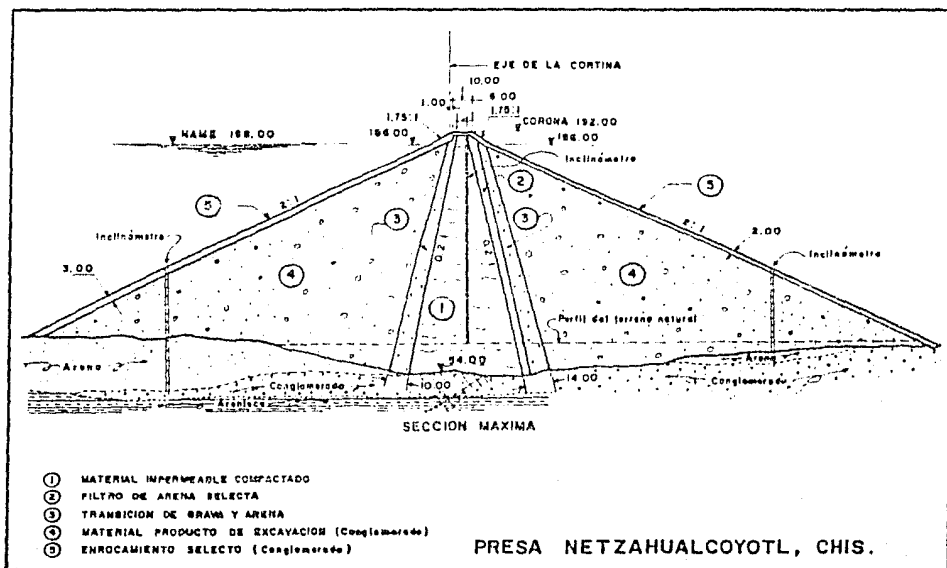


FIG. I.6 PRESA DE ENROCAMIENTO. NUCLEO DE TIERRA (IMPERMEABLE)

I.4.1.3.2 DE PANTALLA DE CONCRETO

El caso límite de una presa de enrocamiento, es el formado con pantalla impermeable, sea de concreto o de asfalto, en el paramento mojado, fig. I.7.

I.4.2.1 .PRESAS DE GRAVEDAD

I.4.2.1.1 PRESAS DE GRAVEDAD MASIVA

En este tipo de presa, la estabilidad depende fundamentalmente del peso del material que la constituye. La presión hidrostática en la base puede reducirse mediante drenes, lo que trae como consecuencia un talud más reducido en el lado de aguas abajo. Cuando el paramento de aguas arriba es ligeramente inclinado el peso del agua introduce cierto efecto estabilizante; en la fig. I.8 se muestra una sección típica de gravedad, así como las fuerzas a la que ésta se ve sometida.

I.4.2.1.2 PRESAS DE GRAVEDAD ALIGERADA (TIPO MARCELLO)

Estas presas tienen como característica importante el reducir ampliamente la subpresión mediante la creación de cavidades o huecos internos en el cuerpo de los contrafuertes. Ello trae como consecuencia una reducción apreciable en las fuerzas que tienden a voltear la estructura.

Otra característica importante en este tipo de presas es el efecto estabilizante que produce el peso del agua en el talud de aguas arriba, el cual produce un incremento en los factores de seguridad.

Es necesario mencionar también que este tipo de machones proporciona mayor rigidez en sentido lateral que otros, lo cual resulta adecuado cuando actúan fuerzas sísmicas en dicho sentido. Todas las características enumeradas traen como consecuencia directa el obtener mejores distribuciones de esfuerzos,

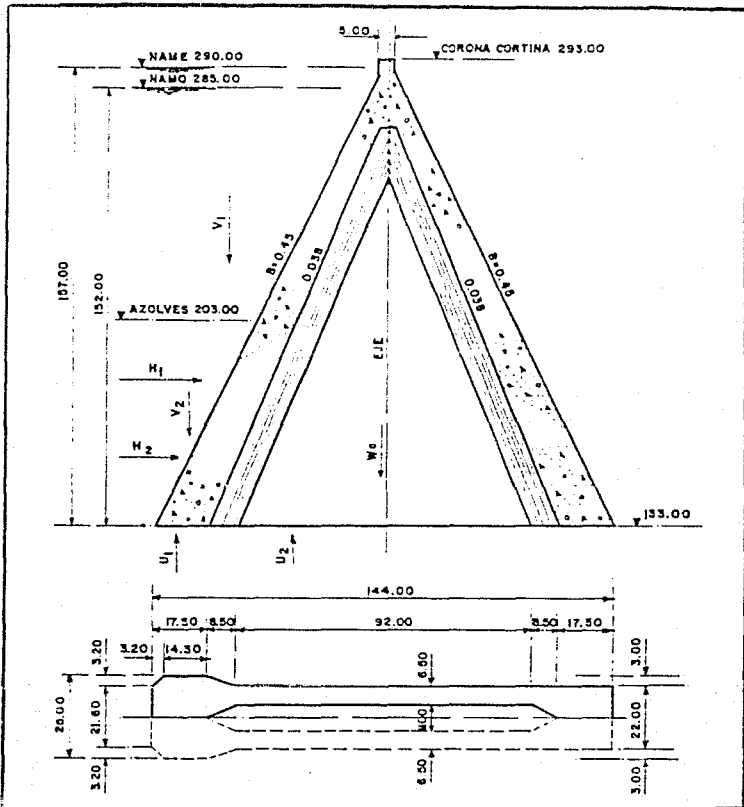


FIG. 1.9 PRESA DE GRAVEDAD ALIGERADA
MARCHON TIPO MARCELLO

rio tomar en cuenta la solución adoptada para la cubierta de la presa en el talud de aguas arriba; de acuerdo a ello se tienen los siguientes tipos principales.

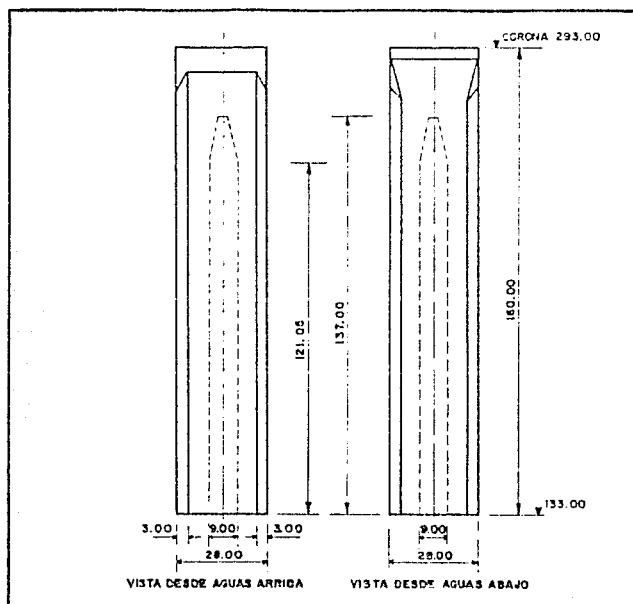


FIG. I.10 MACHÓN TIPO MARCELLO TÍPICO

I.4.2.2.1 PRESAS DE MACHONES MASIVOS

Las presas de machones forman su cubierta mediante un ensanchamiento o cabeza en el extremo del lado aguas arriba del contrafuerte. Cabe hacer notar que en este tipo de estructuras no se utiliza acero de refuerzo. Cada machón deberá cumplir satisfactoriamente, en cuanto a estabilidad se refiere.

Las características geométricas de los contrafuertes pueden ser muy variadas; sin embargo, las más comunes son: fig. I.11

Cabeza redonda.
 Cabeza de diamante.
 Cabeza en T.

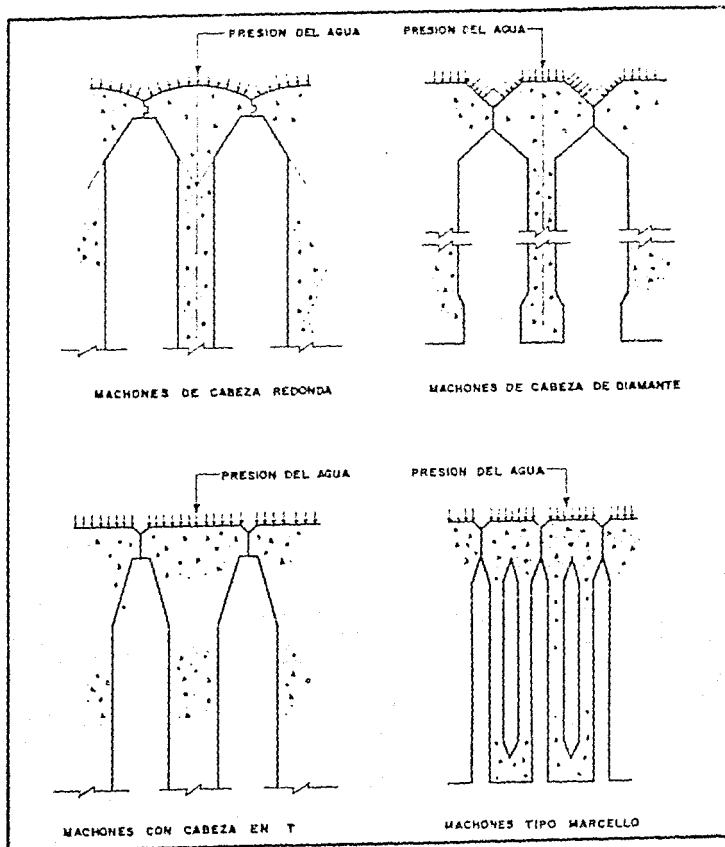


FIG. 1.11 DIFERENTES TIPOS DE MACHONES

De gran desarrollo en los últimos años, es necesario citar de manera especial, la presa de machones huecos y tipo Marcello, desarrollada en Italia por el Dr. Claudio Marcello. Tiene las mismas características generales que el resto de las presas de machones, aunque hay que añadir como característica particular, una mayor rigidez lateral.

I.4.2.2.2 PRESAS DE LOSAS PLANAS (TIPO AMBURSEN)

Su cubierta está constituida a base de losas planas apoyadas sobre contrafuertes. Se utiliza en su construcción un volumen apreciable de concreto reforzado. Las losas de la cubierta se apoyan sobre los contrafuertes utilizando juntas de expansión. El espaciamiento de los contrafuertes es reducido, así como estos relativamente delgados. La fig. I.12 muestra las características de estas presas.

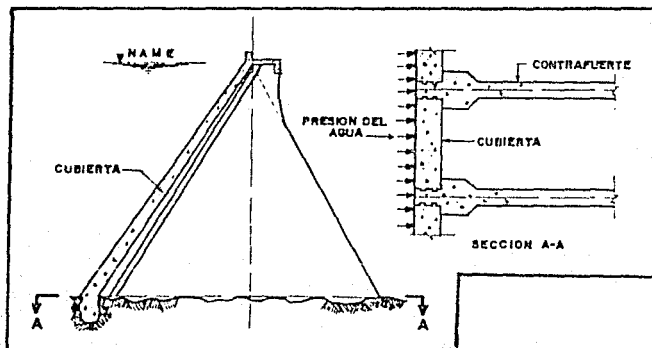


FIG. I.12 PRESA TIPO AMBURSEN

I.4.2.2.3 PRESAS DE ARCOS O BOVEDAS MULTIPLES

En este tipo de presa la cubierta está constituida por arcos empotrados en los contrafuertes. El efecto de resistencia de los arcos o bóvedas hace factible un mayor espaciamiento entre los contrafuertes. También en este caso se puede requerir concreto reforzado. La fig. I.13 permite apreciar las características de este tipo de presas.

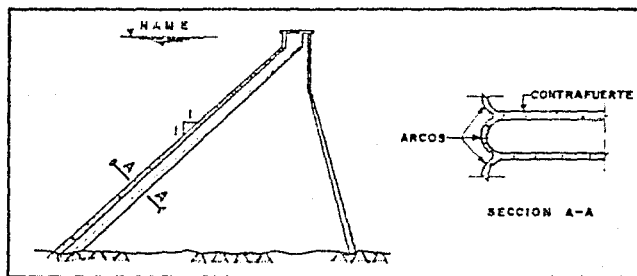


FIG. I.13 PRESAS DE ARCOS MULTIPLES

I.4.2.3 PRESAS DE ARCO-BOVEDA

En las presas de bóveda se aprovecha el efecto de arco para transmitir la mayor parte de la presión hidrostática, horizontalmente hacia los empotramientos en las laderas. Estas presas pueden ser muy esbeltas, utilizando para ello volúmenes mucho menores que otras. Requieren condiciones geológicas excelentes, así como boquillas muy angostas. La fig. I.14 ilustra una sección típica.

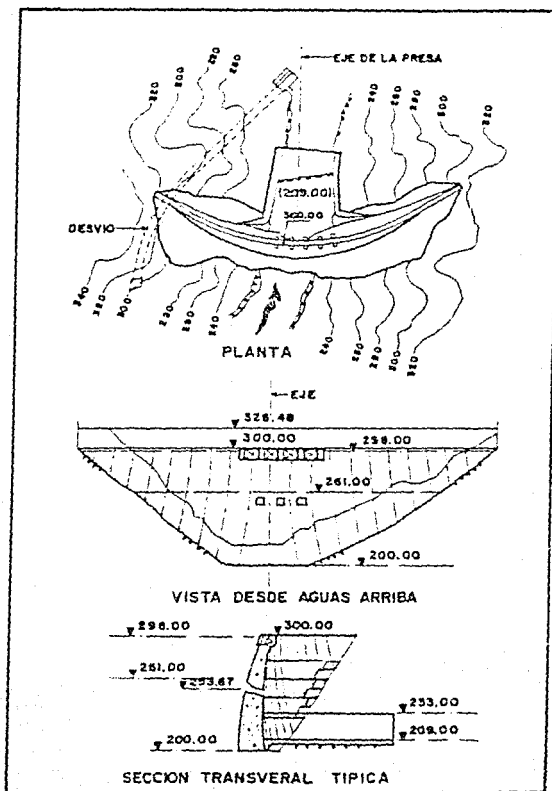


FIG. 1.14 PRESA DE BOVEDA

CAPITULO II

PROPIEDADES FISICAS
DE LOS SUELOS

Este capítulo estudia aquellas propiedades que sirven de criterios útiles para distinguir entre sí diferentes suelos, y da instrucciones para describir los suelos en forma adecuada. También estudia aquellas propiedades de los suelos que están directamente relacionadas con el comportamiento de las masas de suelo durante y después de la construcción de las obras.

Las propiedades físicas de los suelos se dividen en dos partes:

- 1) Propiedades índice
- 2) Propiedades hidráulicas y mecánicas

II.1 PROPIEDADES INDICE DE LOS SUELOS

Esta parte trata de los procedimientos comúnmente utilizados para diferenciar los distintos suelos o distintos estados de un mismo suelo.

Las propiedades en que se basa dicha diferenciación

se conocen con el nombre de propiedades índice y los ensayos ne cesarios para determinarlas, pruebas de clasificación.

II.1.1 TAMAÑO Y FORMA DE LAS PARTICULAS DE LOS SUELOS

El tamaño de las partículas que constituyen los suelos varía entre aquel de un canto rodado y el de un coloide grande.

Los granos de un tamaño mayor de 0.06 milímetros pueden ser examinados a simple vista o por medio de una lupa, y constituyen la fracción muy gruesa y la fracción gruesa de los suelos.

Los granos comprendidos entre 0.06 milímetros y 2 micras constituyen la fracción fina de los suelos.

Los granos menores de 2 micras constituyen la fracción muy fina.

Las fracciones muy gruesas, por ejemplo la grava, consisten en fragmentos de rocas compuestos de uno o más minerales. Los fragmentos pueden ser angulares, redondeados o chatos. Pueden ser sanos o mostrar signos de considerable descomposición, ser resistentes o deleznales.

Las fracciones gruesas, representadas por las arenas consisten en granos compuestos por lo general de cuarzo. Los granos pueden ser angulares o redondeados.

En las fracciones finas y muy finas cada grano está

constituido generalmente de un sólo mineral. Las partículas pueden ser angulares, en forma de escamas y ocasionalmente con forma tubular, pero no redondeadas. En algunos casos excepcionales, la fracción fina contiene un alto porcentaje de fósiles porosos, como diatomeas que imparten al suelo propiedades mecánicas poco comunes.

II.1.2 PROPIEDADES DE LOS SUELOS FORMADOS DE FRACCIONES MUY FINAS

Cuando se rompe y desmenuza un trozo de cualquier mineral dividiéndolo en parte o fracciones con granos de diferentes tamaños, y se saturan las fracciones, se encuentra que la fracción más fina exhibe propiedades que están ausentes en la fracción más gruesa. Más aún, se observa que estas propiedades dependen en gran medida de la naturaleza del mineral.

Se ha observado que las partículas de la fracción más fina están sometidas no solamente a la fuerza de la gravedad si no que, además también hay otras fuerzas, que tienen su asiento en la superficie de las partículas y que interfieren el movimiento de las partículas adyacentes, se sabe que estas fuerzas son de naturaleza eléctrica, llamadas fuerzas de superficie.

Prácticamente todos los minerales de estructura foliada, presentes en las fracciones más finas de los suelos, pertenecen a un grupo que se conoce como minerales arcillosos. La mayoría de los minerales de este grupo se pueden clasificar en tres subgrupos conocidos por: Las caolinitas, las ilitas y las montmorilonitas. Cada uno de ellos se caracteriza por una distribución de átomos que producen una carga eléctrica negativa y en las superficies planas de los cristales.

Una partícula simple de arcilla puede estar formada por muchas hojas apiladas una sobre las otras. Cada hoja tiene un espesor definido, pero no está limitada en sus dimensiones perpendiculares a su espesor. Por ello las partículas de arcilla tienden a adquirir forma de láminas o adoptar disposiciones que asemejan terrazas planas. Las superficies planas llevan cargas eléctricas residuales negativas, pero los bordes rotos de las láminas o de las terrazas pueden ser asientos de cargas positivas o negativas, según cuál sea el ambiente en que se encuentren.

En los problemas que interesan al ingeniero civil, las partículas de arcilla están siempre en contacto con agua. Las interacciones entre las partículas de arcilla, el agua y los minerales disueltos en ella son las responsables principales de las propiedades de los suelos compuestos por estas partículas.

Una consecuencia de las fuerzas asociadas con las superficies de las partículas de arcilla es la estructura que pueden desarrollar durante su sedimentación.

II.1.3 ANALISIS GRANULOMETRICO

El proceso de separar un agregado de suelo en sus diferentes fracciones, cada una consistente en granos de tamaños distintos, dentro de ciertos límites, se conoce con el nombre de análisis mecánico o análisis granulométrico.

Un suelo puede estar constituido por partículas de tamaños muy semejantes, o encontrarse en él una gran variedad de tamaños, variando desde aquellos que no son visibles ni con los mejores microscopios, hasta piedras de 8 a 10 cm, y aún mayores.

Para determinar la granulometría de un suelo, se separan y clasifican por tamaños las partículas que lo componen.

Para efectuar el análisis granulométrico de un suelo se hace pasar una porción (muestra) de éste, a través de una serie de mallas o tamices dispuestos en orden descendente de aberturas. En cada una de estas mallas se quedarán retenidas las partículas con tamaños mayores que la abertura del tamiz que las retiene. Estas cantidades retenidas se pesan y se determinan los porcentajes que representan con respecto al peso total de la muestra. Sumando el porcentaje retenido en una determinada malla a los porcentajes retenidos en las mallas con aberturas mayores, y hallando el complemento a 100% de esta cantidad, se obtiene el porcentaje de suelo con tamaño menor que el representado por la malla en cuestión. Este porcentaje se conoce como porcentaje acumulativo que pasa. Cuando se tienen estos porcentajes para un suelo dado pueden clasificarse por tamaños sus partículas y decir que se conoce su granulometría.

Si se representa gráficamente en escala semilogarítmica, en el eje horizontal los porcentajes acumulativos y en el vertical el logaritmo de los diámetros de las partículas se obtiene una línea llamada "curva granulométrica". Como se observa en la fig. II.1 y fig. II.1'.

En los comienzos del desarrollo de la Mecánica de Suelos se tenía el concepto erróneo de que las propiedades de los materiales dependían directamente de su granulometría, pero actualmente se sabe que las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos finos dependen principalmente de su estructura e historia mineralógica.

Cuando un material contiene un bajo porcentaje de par

ANALISIS GRANULOMETRICO						
Procedencia <u>Presidente Miguel Alemán, Ver</u>				Identificación de Lab <u>10-416</u>		
Banco <u>Fond. 6</u>		Pozo <u>E-14</u>		Profundidad <u>1 a 2 m</u>		
Muestra <u>Est</u>				Fecha <u></u>		
VIA SECA	MAILLA	ABERTURA, en mm	PESO RETENIDO, en kg	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO	PORCENTAJE ACUMULATIVO QUE PASA	OBSERVACIONES
					100.00	
	3 pulg	76.2				Análisis efectuado con la muestra total de <u>22.02</u> kg
	2 pulg	50.8				
	1 1/2 pulg	38.1	0.550	2.41	97.59	Humedad testigo
	1 pulg	25.4	0.390	1.71	95.88	Grava % _____ %
	3/4 pulg	19.1	0.310	1.36	94.52	Tierra % _____ %
	1/2 pulg	12.7	0.335	1.47	93.05	% MAT MENOR QUE # 200
	3/8 pulg	9.5	0.310	1.36	91.69	% DE GRAVA
	# 4	4.75	0.930	4.07	87.62	
	Suma		2.623		12.38	
	MAILLA	ABERTURA, en mm	PESO RETENIDO, en kg	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO	PORCENTAJE ACUMULATIVO QUE PASA	OBSERVACIONES
				100.00%		
#	2.38	15.4	3.08	96.92	84.92	Análisis efectuado con muestra de <u>300</u> g del material menor que la malla No 4
1.4	1.19	22.5	4.50	92.42	60.98	
2.8	0.59	28.6	5.72	86.70	73.97	
4.8	0.297	17.5	3.50	83.20	72.90	
100	0.149	5.9	1.18	82.02	71.87	
200	0.074	31.2	6.24	75.78	66.40	% MAT FINO MENOR QUE 200
Suma		121.1	24.22			
Charola		378.6	73.76	151.56	132.80	CHAROLA No <u>606</u>
Suma		499.9	99.98			Chequeo con muestra seca

HIDROMETRO No 527632										
Análisis efectuado con <u>20</u> g escas de material menor que la malla No 200, $\gamma_s = 2.724$										
HORA	TIEMPO	LECTURA HIDROMETRO	LECTURA CORREGIDA	TEMPERATURA	R	R ₄ - M.S. en %	% ACUMULATIVO QUE PASA LA MALLA	ALTIMETRO, en CM	DIAMETRO, en mm	
9:20	20 seg									
	40 seg	47.0		20.5		4.1	86.2	65.3	57.2	0.052
	1:20 min									
	2:30 min	44.0				39.9	79.8	60.4	53.0	0.027
	3 min									
9:30	10 min	40.0		20.5		33.8	71.6	34.2	47.3	0.0106
	15 min									
9:40	20 min	38.0				33.6	67.2	30.9	44.6	0.0094
	25 min									
9:50	30 min	33.0		20.3		30.8	61.6	46.7	40.9	0.0084
10:20	1 h	32.0				28.0	56.0	42.4	37.2	0.0058
	1 1/2 h									
11:20	2 h	29.0		20.5		25.3	50.6	38.3	33.6	0.0042
	3 h									
	24 h	19.5				16.0	32.0	24.2	21.2	0.00108

FIG. 11.1 ANALISIS GRANULOMETRICO.

tículas menores que la malla 200, o carece de ellas, puede determinarse su curva granulométrica usando simplemente el procedimiento de cribado en mallas; pero cuando, por el contrario, estas partículas finas se encuentran en porcentajes mayores del 5%, es necesario lavar con agua los materiales retenidos en las

mallas y determinar la granulometría de la porción fina (material menor que la abertura de 0.074 mm de la malla 200).

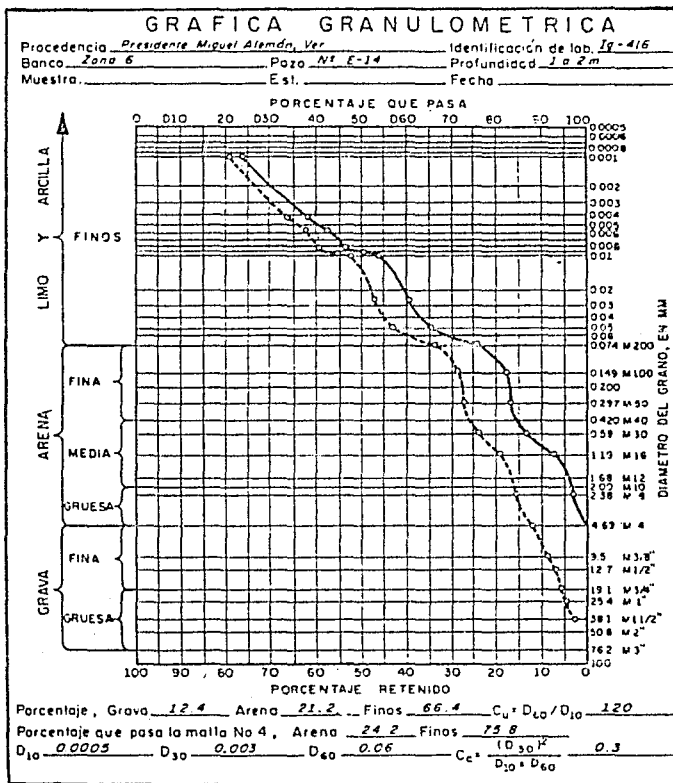


FIG. 11.1' GRAFICA GRANULOMETRICA.

La obtención de la granulometría de la porción fina, se realiza en el laboratorio, por sedimentación, con base en la ley de Stokes, que da la velocidad con que una esfera de peso

específico y diámetro conocidos, en un fluido homogéneo de extensión infinita.

La concentración de la suspensión puede determinarse obteniendo una muestra con una pipeta de volumen conocido y evaporándola, o midiendo la densidad de la suspensión por medio de un hidrómetro, fig. II.1".

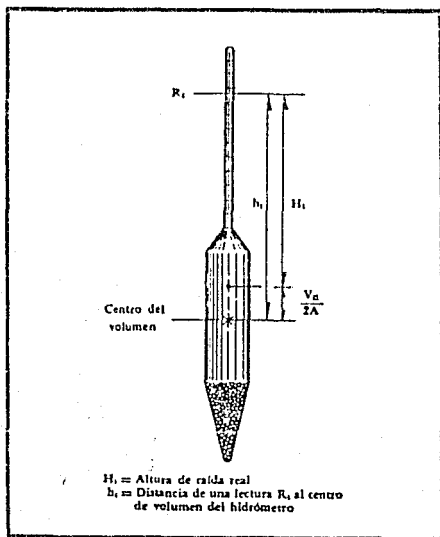


FIG. II.1" HIDROMETRO.

La ley de Stokes aplicada a partículas de suelo que se sedimentan en agua, es válida solamente para tamaños menores de 0.2 mm y mayores de 0.2 micras, ya que para tamaños mayores de 0.2 mm el movimiento de la partícula provoca turbulencias

que afectan considerablemente la ley de sedimentación; y para partículas menores de 0.2 micras, éstas se ven afectadas por el movimiento Browniano y no se sedimentan.

Es interesante hacer notar que con el procedimiento por mallas puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, los cuales caen dentro de la aplicabilidad de la ley de Stokes y por lo tanto pueden obtenerse datos ininterrumpidos, que permiten trazar en forma completa y continua las curvas granulométricas de los suelos analizados.

La ley de Stokes fue establecida para partículas esféricas y, como se ha observado, las partículas del suelo rara vez tienen esa forma; por lo tanto, el diámetro obtenido con la relación de Stokes es en realidad un "diámetro equivalente", es to es: el diámetro de una esfera de la misma densidad que el suelo, y que se sedimenta con la misma velocidad que la partícula real. En partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares la mayor dimensión real puede ser de 4 a 5 veces el equivalente. Por esta razón, frecuentemente, dos suelos finos cuyas curvas granulométricas (determinadas por sedimentación) son muy semejantes, exhiben propiedades físicas muy diferentes.

II.1.3.1 GRADUACION

Cuando un suelo está constituido por partículas de una gran variedad de tamaños y con porcentajes similares de cada uno de ellos, se dice que está "bien graduado". La curva granulométrica de un suelo de este tipo es una línea suave y tendida. Si la curva presenta tramos horizontales o verticales, significa respectivamente que falta o predomina un cierto rango

de tamaños; un suelo con estas características se conoce como "mal graduado". Por último, un suelo cuya curva granulométrica sea una línea casi vertical estará formado por partículas de ta maños muy semejantes y se le llama "suelo uniforme". Este tipo de suelos es generalmente más poroso y menos resistente que uno bien graduado.

Para poder determinar qué tan uniforme es un suelo, se utiliza el coeficiente de uniformidad, propuesto por Allen Hazen

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

en donde:

D_{60} es un tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo es igual o menor que dicho tamaño.

D_{10} es un tamaño tal, que el 10%, en peso, del suelo es igual o menor que dicho tamaño.

En realidad, C_u es un coeficiente de no uniformidad, ya que su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Un suelo con $C_u < 3$ se considera muy uniforme.

Existe otro coeficiente que complementa el anterior: se llama coeficiente de curvatura y puede definirse por medio de la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{D_{60}^2}{D_{10} \times D_{30}}$$

D_{30} se define en forma análoga a los D_{60} y D_{10} .

El coeficiente de curvatura tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con gran variedad de tamaños y cantidades apreciables de partículas de cada tamaño.

II.1.4 AGREGADOS DE SUELO. RELACIONES VOLUMETRICAS Y GRAVIMETRICAS

Los elementos constitutivos del suelo se denominan agregados, se refieren a las partes que lo integran, que lo forman, o a los conjuntos de ellos que le dan cualidades diferentes a cada suelo.

Cualitativamente, los agregados de suelo pueden diferir en textura, estructura y consistencia. Cuantitativamente, pueden diferir en porosidad, densidad relativa, contenido de humedad y de gas, y también en consistencia. Los datos cualitativos se obtienen en el terreno por inspección visual y sirven como base para preparar los perfiles de las perforaciones y obtener otras informaciones que permitan describir la sucesión de los estratos del subsuelo. Los datos cuantitativos se obtienen por medio de ensayos de laboratorio o ensayos in situ. Sin estos datos, toda descripción de un suelo resulta inadecuada.

Textura, estructura y consistencia

El término textura se refiere al grado de fineza y uniformidad del suelo.

El término estructura se refiere a la forma en que

las partículas se disponen dentro de la masa del suelo.

Tradicionalmente se han considerado las estructuras simples, panaloide y floculenta como las básicas en los suelos reales. En épocas más modernas se ha tratado de superar aquel cuadro tradicional introduciendo modificaciones en las ideas anteriores, a la luz de algunos resultados obtenidos en experimentos realizados con técnicas más modernas. Así, no sólo están variando las ideas de muchos investigadores acerca de los mecanismos de estructuración de los suelos, sino que, inclusive, han aparecido estructuras que, como la dispersa, no estaban incluidas en el cuadro tradicional.

II.1.4.1 FASES DEL SUELO

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo, la líquida por el agua (libre específicamente), y la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases.

Las fases líquidas y gaseosas del suelo suelen comprenderse en el Volumen de Vacíos, mientras que la fase sólida constituye el Volumen de los Sólidos.

Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular, de sólo dos fases: la sólida y la líquida. Muchos suelos yacientes bajo el nivel freático son totalmente saturados.

II.1.4.2 RELACIONES DE PESOS Y VOLUMENES

Se distinguen los siguientes pesos específicos:
(Relación del Peso y Volumen de una masa)

γ_o = Peso específico del agua destilada, a 4°C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar.

γ_w = Peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo.

γ_m = Peso específico de la masa del suelo. Por definición se tiene

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

γ_s = Peso específico de la fase sólida del suelo.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

El peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, a 4°C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

S_m = Peso específico relativo de la masa del suelo.
Por definición:

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o}$$

S_s = Peso específico relativo de la fase sólida del suelo (de sólidos), para el cual se tiene:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

γ_d = Peso específico seco es un valor particular de γ_m para el caso en que el grado de saturación del suelo sea nulo:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

γ_{sat} = Peso específico saturado es el valor de γ_m cuando $G_w = 100\%$.

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

II.1.4.3 RELACIONES FUNDAMENTALES

Relación de vacíos es la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos de un suelo:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Porosidad es la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa. Se expresa como porcentaje:

$$\eta (\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

Grado de saturación es la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos.

$$G_w (\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

Contenido de agua o humedad es la relación entre el peso de agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse como un porcentaje:

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

II.1.5 PLASTICIDAD

Cierto tipo de suelos, al ser remodelados cambiando su contenido de agua, adoptan una consistencia característica que desde tiempos antiguos se ha llamado "plástica". Estos suelos se conocen como arcillas y son muy usados en la elaboración de cerámica. Al descubrirse la existencia de una relación específica entre la plasticidad y las propiedades fisicoquímicas que determinan el comportamiento mecánico de las arcillas, la plasticidad se convirtió de una cualidad puramente descriptiva o de trabajabilidad en cerámica, en una propiedad ingenieril de interés técnico. Actualmente se sabe que la plasticidad de un suelo se debe fundamentalmente a su contenido de partículas finas de forma laminar y se reconoce que existe una relación entre ésta y otras propiedades físicas importantes como la compresibilidad, la impermeabilidad, etc.

En Mecánica de Suelos pueden definirse la plasticidad como "aquella propiedad que permite a un suelo soportar deforma

ciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse".

II.1.5.1 LIMITES DE CONSISTENCIA

Para medir la plasticidad de las arcillas, Atterberg desarrolló un método, que ha pasado a ser un procedimiento fundamental en la clasificación de los suelos finos. En primer lugar, hizo ver que la plasticidad no es una propiedad permanente en las arcillas sino que depende básicamente de su contenido de agua. Una arcilla con alto contenido de agua puede presentar la consistencia de una suspensión líquida y, una vez que se ha secado, la de un sólido. Entre ambos extremos existe un rango del contenido de agua en el que la arcilla se comporta plásticamente. En segundo lugar hizo notar que para expresar convenientemente la plasticidad de un suelo, es necesario usar dos parámetros en lugar de uno solo, como hasta entonces se había creído; además definió esos parámetros y un modo, hoy perfeccionado, de valuarlos.

Para un suelo susceptible de comportarse plásticamente, Atterberg definió, de acuerdo con su contenido de agua en orden decreciente, los siguientes estados de consistencia:

- 1.- Estado líquido. (El suelo se comporta y tiene la apariencia de una suspensión).
- 2.- Estado semilíquido. (El suelo tiene las propiedades de un fluido viscoso).
- 3.- Estado plástico. (El suelo se comporta plásticamente).

- 4.- Estado semisólido. (El suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye el volumen al secarse).
- 5.- Estado sólido. (El volumen no varía con el secado).

Los estados anteriores son fases por las que pasa el suelo al secarse y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras.

A estas fronteras se les dió el nombre de "límites de consistencia". De estos límites sólo se comentarán aquellos que tienen interés en la Mecánica de Suelos.

Límite líquido (LL)

Es la frontera entre los estados semilíquido y plástico. Si un suelo en estado semilíquido se deja secar, llega un momento en que empieza a aumentar apreciablemente su resistencia al esfuerzo cortante y a comportarse como un material plástico. El contenido de agua del suelo en este momento, expresado como un porcentaje de un peso seco, constituye el límite líquido.

Límite plástico (LP)

Es la frontera entre los estados plástico y semisólido. Si un suelo en estado plástico, se seca amasándolo con la mano, llega un momento en el que se vuelve quebradizo y deja de comportarse como un material plástico. El contenido de agua del

suelo en este momento, expresado como un porcentaje de su peso seco, se conoce como límite plástico.

A las fronteras anteriores que definen el intervalo plástico del suelo, se les denomina: límites de plasticidad.

Índice de plasticidad (IP)

Se usa como una medida de la plasticidad de los suelos y representa el rango de variación de la humedad dentro del cual el suelo se comporta plásticamente. Se calcula hallando la diferencia entre el líquido y el límite plástico, es decir:

$$IP = LL - LP$$

Límite de contracción (LC)

Es la frontera entre los estados semisólido y sólido. Se define como el contenido de agua del suelo en el momento en que éste ya no disminuye su volumen al seguirse secando; se manifiesta visualmente por un cambio de tono oscuro a otro más claro, que sufre el suelo al secarse gradualmente.

Índice de contracción (IC)

Representa el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida, y se calcula hallando la diferencia entre el límite plástico y el de contracción, es decir:

$$IC = LP - LC$$

En la fig. II.2 se muestra la forma de obtener los límites líquido y plástico, así como el índice de fluidez e índice de tenacidad.

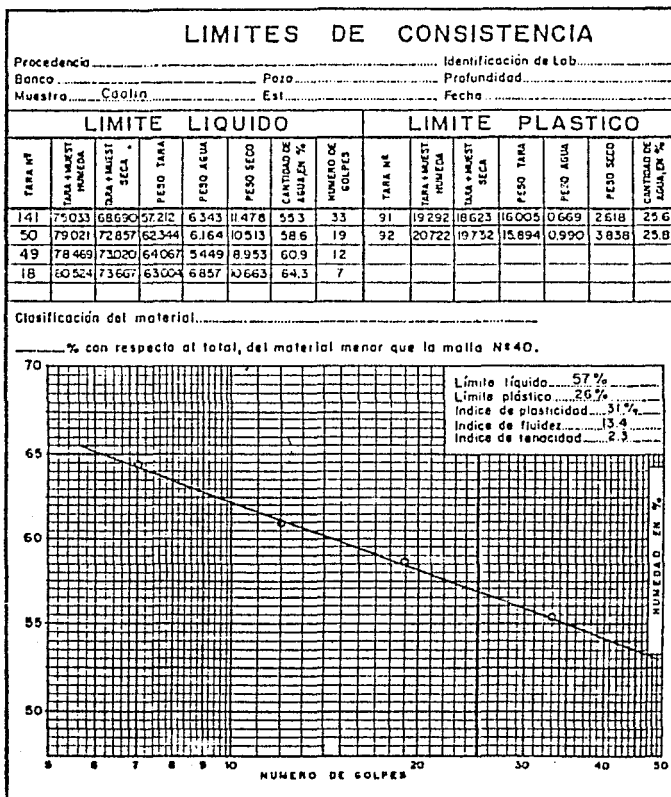


FIG. II.2 PRESENTACION DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA.

II.1.5.2 CARTA DE PLASTICIDAD

Arthur Casagrande, en una investigación realizada en Harvard, observó que si se representan los suelos finos en una gráfica (LL - IP), éstos no adoptan una distribución caprichosa sino que se agrupan de un modo específico, situándose en cada zona de la gráfica, suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas definidas. Este hecho permitió al Dr. Casagrande establecer la Carta de Plasticidad que, con algunas ligeras modificaciones, fue adoptada por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Fig. II.3.

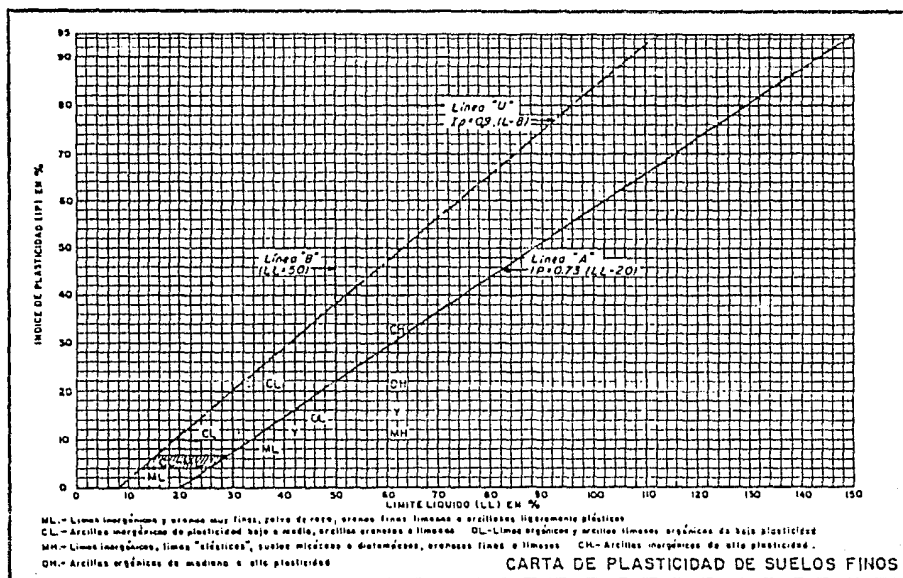


FIG. II.3 CARTA DE PLASTICIDAD.

En esta carta se distinguen dos líneas: la "línea A" que pasa por los puntos de coordenadas (20,0) y (50,22), estableciendo la frontera entre los suelos plásticos y los de baja plasticidad, y la línea vertical que pasa por el punto (50,0), que se conoce como "línea B" y que sirve para separar los suelos compresibles de los de baja compresibilidad.

II.1.5.3 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

Este sistema fue originalmente propuesto por A. Casagrande como "Sistema de Clasificación de Suelos para Aeropuertos". Posteriormente fue modificado por el "U. S. Army Corps of Engineers" y el "U. S. Bureau of Reclamation", con el objeto de usarlo en caminos, presas de tierra y cimentaciones. Con estas modificaciones se conoce actualmente como "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos". Este sistema ofrece la ventaja de ser fácilmente adaptable al campo y al laboratorio, requiriendo poca experiencia y unas cuantas pruebas sencillas para poder clasificar un determinado suelo.

El sistema hace una primera división entre los suelos gruesos y finos, distinguiéndolos mediante el cribado a través de la malla 200. Un suelo se considera grueso si más del 50%, en peso, de sus partículas se retienen en la malla 200, y fino, si más de la mitad de sus partículas pasa a través de la malla mencionada.

Los suelos gruesos se dividen en gravas y arenas, que pueden ser limpias o contener porcentajes apreciables de finos. El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos re-

representativos del grupo; así las gravas y los suelos en que predominan éstas, tienen el símbolo genérico G de "gravel" y las arenas y suelos arenosos se representan con el símbolo genérico S de "sand".

Las gravas y las arenas se separan con la malla N° 4 de manera que el suelo pertenece al grupo G, si más del 50% de su fracción gruesa se retiene en dicha malla, y en caso contrario pertenece al grupo S.

Las gravas y arenas se subdividen en cuatro tipos:

- 1.- Material bien graduado y prácticamente limpio de finos. Tiene por símbolos W de "well graded". En combinación con los símbolos genéricos se obtienen los grupos GW y SW.
- 2.- Material mal graduado y prácticamente limpio de finos. Tiene por símbolo P de "poor" y en combinación con los símbolos genéricos origina los grupos GP y SP.
- 3.- Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Tienen por símbolo M de los términos suecos "mo" y "mjala", que significan limo en ese idioma. En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GM y SM.
- 4.- Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Tienen por símbolo C de "clay", y en combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos CG y SC.

De la misma manera que en el caso de los gruesos, el

Sistema agrupa a los suelos finos bajo símbolos formados por dos letras mayúsculas, elegidas con el mismo criterio que el usado para las gravas y las arenas. Considera tres grupos: limos inorgánicos, con símbolo genérico M del sueco "mo" y "mjala"; arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C de "clay"; y limos y arcillas orgánicas, con símbolo genérico O de "organic".

Estos tres tipos de suelos se subdividen según su límite líquido, en dos grupos de alta y baja compresibilidad. Un suelo se considera de baja compresibilidad si su límite líquido es menor de 50%, y de compresibilidad alta, si es mayor de este porcentaje. En el primer caso su símbolo se forma añadiéndole al símbolo genérico la letra L de "low compressibility" y en el segundo se forma el símbolo añadiéndole al genérico la letra H de "high compressibility". De esta manera se tienen los siguientes grupos:

- a) Limos, arcilla y suelos orgánicos de baja compresibilidad con sus respectivos símbolos ML, CL y OL.
- b) Limos, arcillas y suelos orgánicos de alta compresibilidad con sus respectivos símbolos MH, CH y OH.

El criterio usado para clasificar los suelos finos, consiste en representarlos en la Carta de Plasticidad, fig.II.3 y asignarles el símbolo correspondiente a la zona de la Carta donde queden alojados. A continuación se describen en forma más detallada los distintos grupos de suelos finos ya mencionados, especificando al mismo tiempo posiciones dentro de la Carta de Plasticidad.

El método del triángulo, propuesto por Jack Mc. Minn para la clasificación de los suelos según el Sistema Unificado,

puede emplearse ventajosamente si se siguen las instrucciones que se indican en la fig. 11.4.

II.1.6 DENSIDAD DE SÓLIDOS

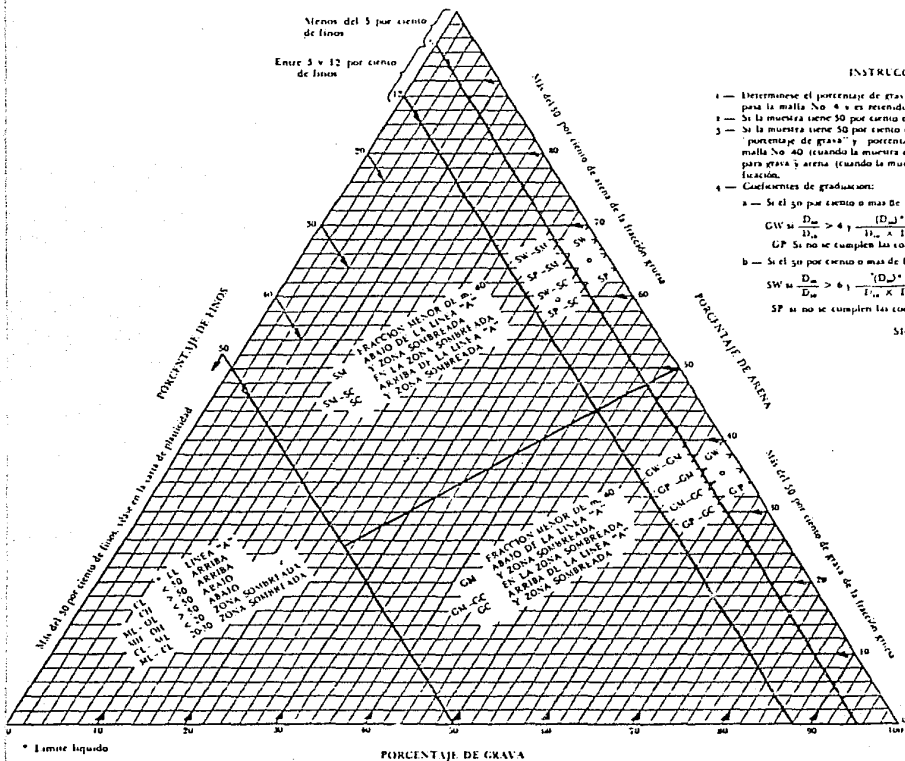
Se conoce como densidad de sólidos de un suelo, a la relación entre el peso específico de la materia que constituye sus partículas y el peso específico del agua destilada a 4°C.

La densidad de sólidos se obtiene en la práctica determinando el cociente entre el peso de los sólidos y el volumen de agua que desalojan a la temperatura ambiente. Como en rigor la prueba debería hacerse con una temperatura del agua de 4°C, deberá hacerse al valor obtenido, una corrección por temperatura.

Las partículas gruesas contienen, generalmente, aire entrampado en poros impermeables, que sólo podrá eliminarse rompiendo las partículas en granos más finos. Por lo tanto, la densidad obtenida en estos casos es una densidad de sólidos aparente.

En Mecánica de Suelos generalmente interesa la densidad de las partículas integrales y, por tanto, las partículas usadas en la determinación de densidades no deben romperse. Convencionalmente, a la densidad de sólidos aparente se le llama simplemente densidad de sólidos, y se prepresenta con el símbolo S_s .

En la fig. 11.5 se muestra la representación de la densidad de sólidos.



INSTRUCCIONES PARA EL USO DEL DIAGRAMA

- Determinese el porcentaje de grava (menor de 3 pulg. 76.2 mm, y retenida en la malla No 4), arena (que pasa la malla No 4 y es retenida por la malla No 200) y limo que pasan la malla No 200).
- Si la muestra tiene 50 por ciento o más de finos, véase, para clasificación, la carta de plasticidad.
- Si la muestra tiene 50 por ciento o más de arena y arena, localice el punto de intersección de las coordenadas "porcentaje de grava" y "porcentaje de arena". Luego la carta de plasticidad para la porción que pasa la malla No 40 (cuando la muestra contiene 5 por ciento o más de limo) y un coeficiente de gradación para grava y arena (cuando la muestra contiene 12 por ciento o menos de limo), para completar la clasificación.
- Coefficientes de gradación:

a - Si el 50 por ciento o más de la fracción gruesa retenida (en la malla No 200) es grava, entonces:

$$GV = \frac{D_{10}}{D_{60}} > 4 + \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ entre 1 y 3}$$

GP Si no se cumplen las condiciones anteriores.

b - Si el 50 por ciento o más de la fracción gruesa es arena, entonces:

$$SW = \frac{D_{10}}{D_{60}} > 6 + \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ entre 1 y 3}$$

SP si no se cumplen las condiciones anteriores

SIGNIFICADO DE LOS SÍMBOLOS

- G Grava
- S Arena
- M Limo
- C Arcilla
- U Suelos orgánicos
- P Turba
- W Bien graduado
- P Mal graduado
- L Poco comprensible
- H Comprensible

CARTA DE PLASTICIDAD

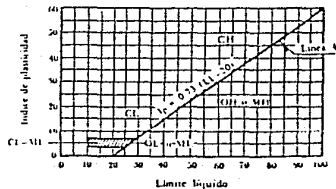


FIG. 11.4 TRIANGULO DE IDENTIFICACION.

DENSIDAD DE SOLIDOS						
Procedencia: Miguel Alemán, Papantla, Ver.		Identificación de Lab. 12-418				
Banco: Zona 6		Pozo: E-14		Profundidad: 100 + 200 m.		
Muestra		Est. Fecha...				
Material < que la malla N° 4					Mat. > que la malla N° 4	
Prueba N°	1	2			Peso grava húmeda	1010
Matraz N°	3	4			Peso grava seca	877.7
W _{mws} gr.	717.40	698.10			Peso agua absorbida	32.3
Temperatura	23.8	23.9			Volumen desatado	457.0
W _{mw}	678.37	634.86			% de absorción	3.7
W _{ms}	243.39	228.20			Volumen real de sólidos	424.7
W _s	178.70	157.20			Densidad de masa s _m	2.14
W _s ± W _{ms} - W _m	64.63	63.00			Densidad de sólidos s _s	2.30
W _s + W _{mw} - W _{mws}	23.82	23.76				
s _s	2.71	2.74				

W_m = Peso del matraz antes de agregar los sólidos
 W_{ms} = Peso del matraz después de agregar los sólidos
 W_{mws} = Peso del matraz + agua + muestra a 1°
 W_{mw} = Peso del matraz + agua a 1° (de la curva de calibración)
 W_s = Peso del suelo seco
 s_s = Densidad de sólidos: $\frac{W_s K}{W_s + W_{mw} - W_{mws}}$
 K = Densidad del agua a 1°

FIG. 11.5 DENSIDAD DE SOLIDOS.

II.1.7 COMPACTACION

Se entiende por compactación el proceso de incrementar artificialmente el peso volumétrico de un suelo, mediante la aplicación de cargas transitorias de corta duración. La com

compactación permite aumentar la resistencia y reducir la permeabilidad y la deformabilidad de los suelos.

Las pruebas de compactación de laboratorio sirven para elaborar especificaciones racionales y controlar los trabajos de campo, mediante el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos compactados. Por lo tanto los procedimientos de laboratorio deben reproducir al máximo las condiciones de campo sobre todo las correspondientes al mecanismo y a la energía de compactación.

Actualmente existen métodos para reproducir, relativamente, las condiciones de compactación en el campo. De estos métodos, el primero históricamente se debe a R. R. Proctor y se conoce como Prueba Proctor Estándar. Consiste en compactar el suelo en tres capas, dentro de un molde de forma y dimensiones determinadas, por medio de golpes de un pisón, que se deja caer libremente desde una altura especificada.

A grandes rasgos, el procedimiento de laboratorio consiste en colocar el suelo dentro del cilindro en tres capas, compactando cada una de ellas con 25 golpes de pisón, y luego determinar el peso volumétrico seco del material compactado. Repitiendo este procedimiento con contenidos de agua en el suelo cada vez mayores, se obtienen gráficas como la de la fig. II.6.

Como puede verse en la gráfica de compactación, para un suelo dado, existe un contenido de agua con el cual se obtiene el peso volumétrico seco máximo de ese suelo. A la abscisa y ordenada de este punto máximo se les llama "humedad óptima" y "peso volumétrico seco óptimo" respectivamente.

zados para determinar valores numéricos representativos de esas propiedades.

II.2.1 PERMEABILIDAD

Para investigar si un determinado material cumple con los requisitos de impermeabilidad que se exigen para los materiales del corazón impermeable de la presa, se realizan pruebas de permeabilidad, donde se determina el valor de un parámetro llamado Coeficiente de Permeabilidad que se representa con la letra "k".

Existen varios métodos para determinar la permeabilidad de los suelos en el laboratorio, pero los más dignos de confianza son la prueba de permeabilidad de carga constante y la prueba de permeabilidad de carga variable.

Prueba de permeabilidad de carga constante

Esta prueba se utiliza para suelos relativamente permeables, tales como gravas, arenas y mezclas de ellas. Los coeficientes de permeabilidad de estos suelos varían de 100 a 0.001 cm/seg., fig. II.7

Prueba de permeabilidad de carga variable

Esta prueba es aplicable a suelos con coeficientes de permeabilidad comprendida entre 10^{-1} y 10^{-6} cm/seg.

Para suelos menos permeables los tiempos de prueba re

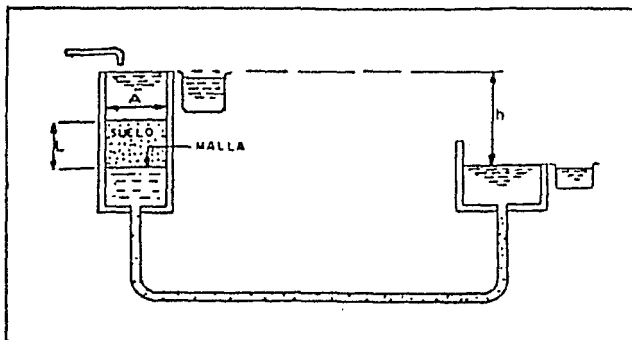


FIG. 11.7 ESQUEMA DEL PERVEAMETRO DE CARGA CONSTANTE.

sultarían tan prolongados, que la evaporación y las variaciones de temperatura producirían errores importantes. Para estos suelos es conveniente realizar la prueba con un gradiente hidráulico alto aplicado mediante presión de agua, fig. 11.7'.

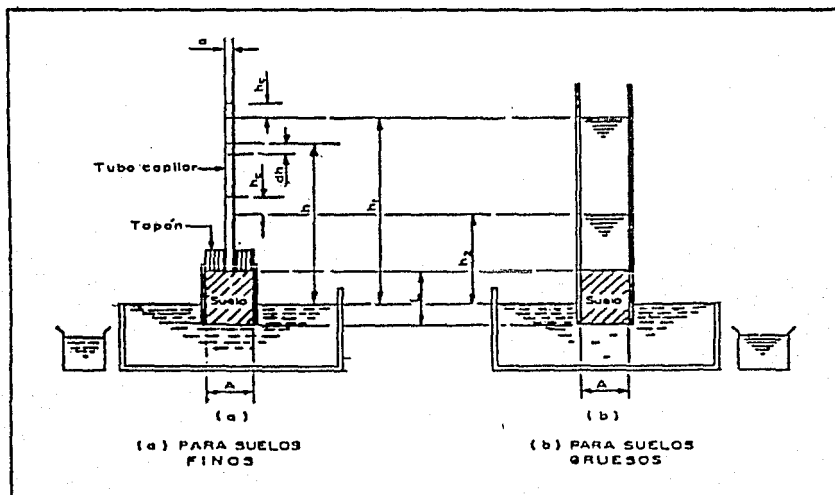


FIG. 11.7' ESQUEMA DE PERVEAMETROS DE CARGA VARIABLE.

II.2.2 CONSOLIDACION

Se llama consolidación a la reducción paulatina de la relación de vacíos que sufre un suelo de baja permeabilidad sometido a cargas de larga duración. El fenómeno de la consolidación se atribuye a la expulsión de los fluidos del suelo provocada por la reducción del volumen de vacíos. Cuando el agua constituye la mayor parte de los fluidos y el suelo es poco permeable, su expulsión requiere mucho tiempo, dependiendo de las dimensiones de la masa de suelo y de su permeabilidad.

Las pruebas de consolidación se realizan, en el caso de las presas de tierra, para poder predecir los asentamientos totales que sufrirá el corazón impermeable, y su evolución con el tiempo. La relación entre reducciones de relación de vacíos y presiones efectivas aplicadas, obtenida durante la prueba, permite estimar los asentamientos totales que pueden esperarse en una obra dada. Por otra parte, la relación deformación vs. tiempo, obtenida para un incremento de carga dado durante la prueba, permite, por medio de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi predecir la evolución de los asentamientos a través del tiempo.

La prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma cilíndrica, de altura pequeña comparada con el diámetro de su sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; y el conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro. Por medio de un marco de carga se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con un dispositivo formado por una esfera metálica y una placa colocada sobre la pie-

dra porosa superior. Las cargas se aplican en incrementos permitiendo que cada incremento obre por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero. Las deformaciones que experimenta la muestra se observan en un extensómetro que va apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Con los datos de estas lecturas y los tiempos transcurridos, se dibujan gráficas del tipo de la mostrada en la fig. II.8.

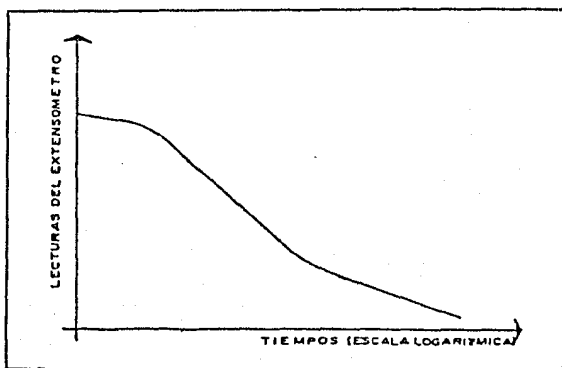


FIG. II.8 FORMA TÍPICA DE LA CURVA DE CONSOLIDACION EN ARCILLAS.

Estas gráficas se llaman curvas de consolidación y se obtienen una para cada incremento de carga aplicado.

Con los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro se determina la relación de vacíos final del

suelo en cada incremento de carga. De esta manera un valor de la relación de vacíos y otro de la presión actuante correspondiente para cada incremento de carga aplicado, se construye una gráfica que tenga por abscisas los valores de la presión actuante (p) y por ordenadas los correspondientes a la relación de vacíos (e). Esta gráfica se llama curva de compresibilidad y se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la fig. II.9 se muestra la forma típica de esta curva.

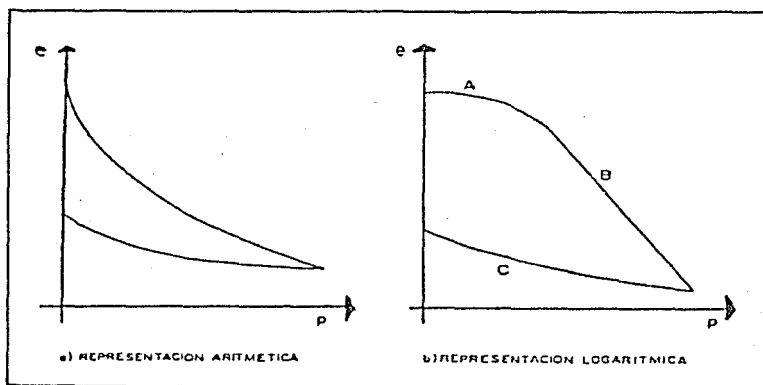


FIG. II.9 FORMAS TÍPICAS DE LAS CURVAS DE COMPRESIBILIDAD.

II.2.3 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante (c y ϕ) de los materiales que se usarán para construir la cortina, es necesario realizar en ellos pruebas de resistencia al corte.

Las pruebas de compresión triaxial son, con mucho, las más usadas para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Estas pruebas per-

miten, teóricamente, variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo y efectuar mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad, por sencillez, las pruebas se efectúan con esfuerzos iguales en dos direcciones. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. La muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita u otro material adecuado, con bases metálicas, fig. II.10, en las caras superior e inferior de la muestra se colocan piedras porosas que se comunican con una bureta exterior por medio de tubos de plástico. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión lateral que ejerce el agua es normal, por ser hidrostática, y por lo tanto produce sobre el espécimen esfuerzos principales σ_3 . En las bases de éste actúa naturalmente esta misma presión σ_3 , pero además en estas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago, que ejerce una presión p . Esta presión suele llamarse esfuerzo desviador. En total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que produce esfuerzos principales y que vale:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p$$

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos depende de varios factores. En suelos gruesos depende de la compacidad, la forma de los granos y la granulometría. En suelos cohesivos, existen dos criterios en cuanto a los factores que afectan su resistencia. El primero consiste en considerar que la resistencia depende esencialmente del esfuerzo efectivo. Este criterio se expresa modificando la ley de Coulomb en la siguiente forma:

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

donde:

- s = esfuerzo cortante en el plano de la falla
 σ = esfuerzo normal total sobre el plano considerado
 ϕ = ángulo de fricción aparente } en términos de es-
 c = cohesión aparente } fuerzos efectivos
 u = presión de poro

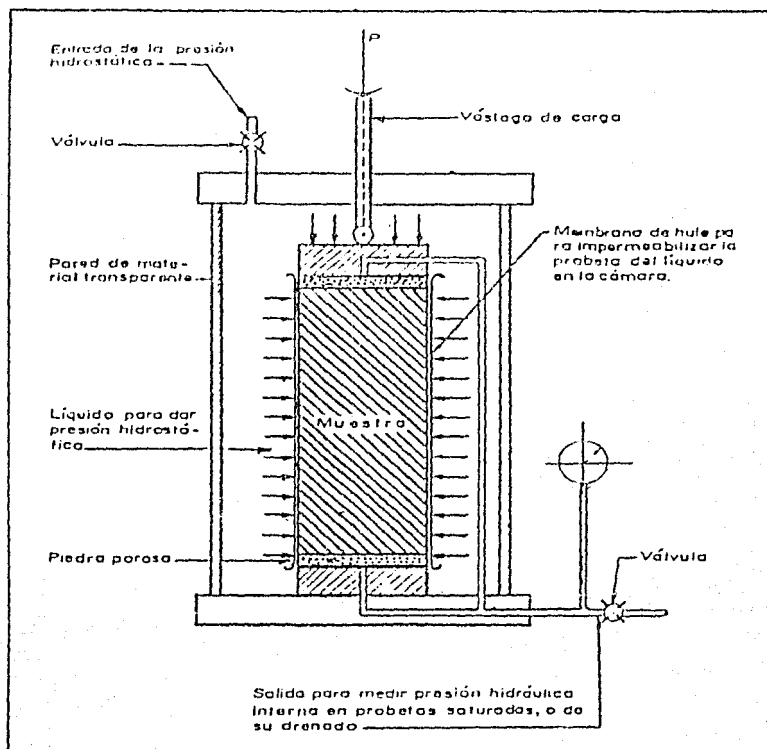


FIG. 11.10 ESQUEMA DE UNA CÁMARA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.

El segundo criterio considera el hecho experimental de que la resistencia de un suelo cohesivo que se deforma a volumen constante depende principalmente de su historia previa de carga. La ley de resistencia se expresa entonces en términos de esfuerzos totales, y queda como:

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

donde:

τ = esfuerzo cortante en el plano de falla
 σ = esfuerzo normal total sobre el plano considerado
 c = cohesión aparente
 ϕ = ángulo de fricción aparente

} en términos de esfuerzos totales

En este caso, c y ϕ no son propiedades del material, sino funciones de sus características, de la historia de carga previa y de las condiciones de carga y drenaje.

La resistencia al corte de un suelo cohesivo puede, por lo tanto, expresarse en términos de esfuerzos efectivos o totales. Es importante aclarar que ambas expresiones son igualmente válidas, pues en el método de los esfuerzos totales la influencia de los efectivos aparece implícitamente en los resultados. El uso de una u otra expresión depende de la facilidad con que pueda aplicarse en cada problema particular.

Las pruebas de compresión triaxial se realizan en dos etapas: consolidación y ruptura. La primera consiste en aplicar al espécimen una presión hidrostática y la segunda en llevar la falla al espécimen por carga, manteniendo constante la presión confinante.

Las pruebas de compresión triaxial se clasifican en función de las condiciones de drenaje durante las dos etapas de la prueba. Las más usuales son:

a) Prueba no consolidada - no drenada. ("rápida")

En esta prueba se impiden tanto el drenaje, como la consolidación, en las dos etapas de la prueba. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada. 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.

b) Prueba consolidada - no drenada.

En esta prueba se permite el drenaje durante la primera etapa. 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 ya completa consolidación bajo la presión actuante. En seguida se cierra la válvula para no permitir drenaje ni consolidación adicional, y se lleva el espécimen a la falla por medio de un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se presente ningún cambio de volumen en el suelo.

c) Prueba consolidada - drenada. ("lenta")

En esta prueba se permite el drenaje durante las dos etapas, y no se dejan generar presiones de poro, aplicando las cargas con una velocidad adecuada durante la segunda etapa. La primera etapa de la prueba se realiza de manera semejante a la de la consolidada - no drenada; y luego en la segunda la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Generalmente, cada prueba se realiza en tres o cuatro especímenes bajo presiones confinantes distintas y luego se representan los resultados en un diagrama de Mohr.

Como puede verse en la fig. 11.11, la presentación de los resultados está constituida por una serie de círculos (tantos como especímenes hayan sido ensayados), cuya envolvente permite obtener los parámetros c y ϕ del material estudiado en el intervalo de esfuerzos considerado.

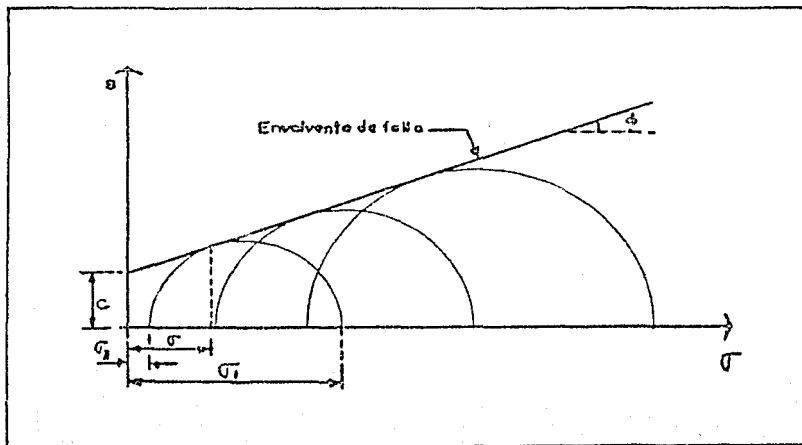


FIG. 11.11 ENVOLVENTE DE LOS CÍRCULOS DE FALLA OBTENIDOS EN UNA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

CAPITULO III

REDES DE FLUJO

Para analizar la estabilidad de los taludes de las presas de tierra en los casos en que se considera flujo de agua a través de ellos, es necesario trazar la red de flujo correspondiente. Por lo tanto es importante explicar la teoría de las redes de flujo y, para su mejor comprensión, se incluyen primero algunas ideas sobre el flujo de agua en suelos.

III.1 ECUACIONES HIDRODINAMICAS DEL FLUJO DE AGUA EN SUELOS

Sea un elemento diferencial que forma parte de una masa de suelo con flujo de agua, tal como se muestra en la fig. III.1.

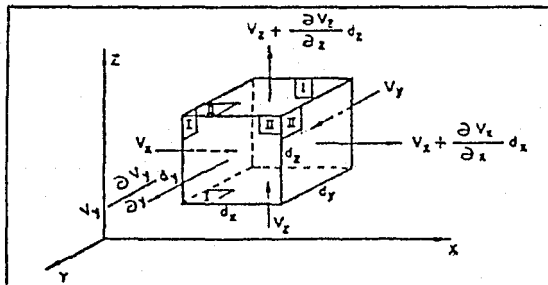


FIG. III.1 ELEMENTO DE UNA REGION SUJETA A FLUJO TRIDIMENSIONAL

Supóngase que el agua fluye por el elemento con velocidades v_x , v_y , v_z , y que éstas son sólo funciones de x , y , z , pero no del tiempo (régimen permanente), ni de ninguna otra variable, es decir, son sólo funciones del espacio. Supóngase también que estas velocidades son funciones continuas que admiten cualquier orden de derivación.

En estas condiciones, si las velocidades de entrada del agua al elemento son v_x , v_y , v_z , las velocidades de salida serán, respectivamente:

$$\begin{array}{l} v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \\ v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \\ v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \end{array}$$

Una vez establecidas las velocidades de entrada y salida del agua, hagamos las siguientes hipótesis:

- 1) Régimen permanente.
- 2) Suelo saturado antes del flujo.
- 3) El agua y las partículas sólidas son incompresibles en sí mismas.
- 4) El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

De acuerdo con las hipótesis anteriores, la cantidad de agua que sale del elemento debe ser igual a la cantidad que entra, es decir:

$$Q_{\text{entra}} = Q_{\text{sale}}$$

Expresando los gastos como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo, puede escribirse:

$$v_x dy dz + v_y dx dz + v_z dx dy = \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx\right) dy dz + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy\right) dx dz + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz\right) dx dy$$

Reduciendo términos semejantes, tenemos:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial v_y}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = 0$$

Simplificando:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

La expresión anterior se conoce con el nombre de Ecuación de Continuidad y representa un papel muy importante en la teoría del flujo de agua.

Expresando la Ley de Darcy ($v = ki$) en la forma:

$$v = -k \frac{dh}{dl}$$

(en donde k se denomina coeficiente de permeabilidad y tiene unidades l/t) obtendremos para las tres componentes de la velocidad las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} v_x &= -k_x \frac{dh}{\partial x} \\ v_y &= -k_y \frac{dh}{\partial y} \\ v_z &= -k_z \frac{dh}{\partial z} \end{aligned}$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación de continuidad se tiene:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

La ecuación anterior representa matemáticamente el flujo de agua en la masa de suelo, considerando el material como anisótropo en su permeabilidad, es decir, que presente diferentes permeabilidades en diferentes direcciones.

En los problemas referentes a flujo de agua en presas de tierra donde el eje longitudinal es generalmente largo en comparación con la altura de la presa, se considera que el flujo de agua transversal a la cortina de una sección, es igual al que ocurre en cualquier otra sección inmediata. De esta manera los efectos en los bordes de la región de flujo pueden despreciarse y estudiar el flujo bidimensionalmente.

Entonces considerando un flujo bidimensional contenido en el plano (X, Y), la ecuación anterior se transforma en:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

que constituye la ecuación fundamental para flujo bidimensional en una región de flujo dado.

Si además el material de la región de flujo es isótropo respecto a su permeabilidad, es decir, si:

$$k_x = k_y = k$$

la expresión fundamental para el flujo bidimensional puede simplificarse a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Esta ecuación se conoce con el nombre de Ecuación de Laplace (Ecuación general del flujo bidimensional) y es muy conocida, por representar matemáticamente muchos fenómenos físicos de importancia.

Una función que satisface la Ecuación de Laplace recibe el nombre de función armónica y, por lo tanto, podemos decir que la función carga hidráulica que gobierna el flujo de agua en una presa de tierra, es una función armónica.

III.2 TEORIA DE LA SECCION TRANSFORMADA

En el desarrollo matemático empleado para llegar a la Ecuación de Laplace, se ha supuesto que el suelo es isótropo en su permeabilidad. Podrá objetarse que esto no es lo común en la práctica, sin embargo, existe un artificio de cálculo que permite trabajar con suelos isótropos aunque éstos sean anisótropos en la realidad; este artificio se conoce como Método de la Sección Transformada y consiste en una transformación de coordenadas, que modifica sobre el papel las dimensiones en la zona de flujo estudiada, de manera que la nueva sección obtenida, sujeta isótropa con $k_x = k_y$, tiene todas las condiciones de flujo iguales a las de la sección original, en la que $k_x \neq k_y$.

La transformación de coordenadas, en la que la coordenada "y" se transforma a otro y' tal que:

$$y' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y$$

modificará las dimensiones verticales, pero no las horizontales, fig. III.2, en la que se ha supuesto que $k_x/k_y = 10^{-1}$.

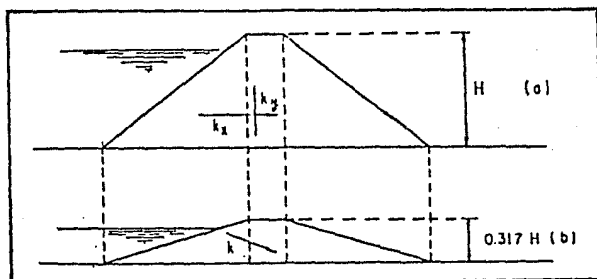


FIG. III.2 LA TEORIA DE LA SECCION TRANSFORMADA

Si se quiere transformar la sección original en forma viceversa se emplearía:

$$x' = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} x$$

Puede demostrarse que para una región de flujo con permeabilidad k_x y k_y diferentes, puede obtenerse una transformada (de la región) cuya permeabilidad sea la media geométrica de las permeabilidades reales, es decir:

$$k = \sqrt{k_x k_y}$$

Haciendo uso de la teoría de la sección transformada podrá trabajarse siempre con suelos isótropos y aprovechando este artificio, todo lo desarrollado de aquí en adelante, en este trabajo se referirá a suelos isótropos en su permeabilidad.

III.3 SOLUCION GRAFICA DE LA ECUACION GENERAL DEL FLUJO

Forchheimer, fue el que encontró una solución gráfica a la ecuación de Laplace que ha servido de base para establecer el método de las redes de flujo como solución al problema del flujo de agua en medios porosos.

La solución general de la ecuación de Laplace la constituyen dos familias de curvas ortogonales entre sí. De esta manera la solución general que satisfaga las condiciones de frontera de una cierta región de flujo, será la solución gráfica de la ecuación de Laplace para dicha región.

Lo anterior es un hecho afortunado para el estudio del flujo de agua en suelos, ya que es relativamente fácil en muchos de los problemas prácticos, establecer esas dos familias de curvas, mediante las cuales quedan perfectamente definidas las características hidráulicas del flujo.

Una de las familias de curvas, solución de la ecuación de Laplace, da las condiciones de igual carga hidráulica en la región, es decir, esas curvas son el lugar geométrico de los puntos de igual carga hidráulica. A estas curvas se les llama líneas equipotenciales, definiéndose entre dos equipotenciales contiguas una caída de potencial hidráulico, Δh . La

otra familia de curvas, solución de la ecuación de Laplace establece las trayectorias de las partículas de agua a través de la región de flujo; a estas curvas se les llama líneas de flujo o de corriente.

Según lo anterior, mediante el trazo de algunas líneas equipotenciales y las correspondientes líneas de flujo se puede tener resuelto el flujo de cierta región en forma discretizada, que es lo que se conoce como red de flujo, pudiéndose aproximar las características hidráulicas en un punto dado de la región, subdividiendo convenientemente la zona respectiva de la red.

Una primera propiedad muy importante de las líneas de flujo es que el gasto que pasa entre dos de ellas es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas. Este espacio entre dos líneas de flujo se llama usualmente un canal de flujo.

Una segunda propiedad importante de las líneas de flujo es que éstas no pueden cortarse dentro de la región de flujo. En efecto, si las dos líneas de flujo convergen en el punto de contacto no hay área para el paso del agua y ahí no se respeta la continuidad del gasto, lo cual es imposible bajo las hipótesis de la teoría en estudio.

Una tercera propiedad importante de estas líneas se refiere a las equipotenciales. En efecto, estas tampoco pueden cortarse jamás, pues en ese punto el agua tendría a la vez dos cargas hidráulicas diferentes.

III.4 TEORIA DE REDES DE FLUJO

El método de las redes de flujo es un procedimiento que permite determinar gráficamente, dentro de la región considerada las dos familias de curvas que constituyen la Ecuación de Laplace, para el problema estudiado. Consiste fundamentalmente en definir las condiciones de frontera específicas del problema y, de acuerdo con éstas, trazar las dos familias de curvas ortogonales. Con esto se obtendrá una aproximación de la solución del problema, que será lo suficientemente buena, para los problemas prácticos de ingeniería, si el dibujo se realiza con cuidado.

En resumen, el trazo de una red de flujo consiste en dos pasos importantes:

- 1) Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones específicas de frontera.
- 2) Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí, que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución a la Ecuación de Laplace para el problema en estudio.

III.4.1 CONDICIONES DE FRONTERA

El primer paso para resolver un problema de flujo es la especificación de las condiciones de frontera, para lo cual es necesario determinar las características geométricas e hidráulicas de las superficies extremas que delimitan el dominio de flujo. En los casos de flujo bidimensional (o tridimensio-

nal con simetría axial), una sección del medio de la dirección del flujo es representativa de las condiciones en cualquier otra, y aquellas superficies se reducen a líneas. En medios homogéneos hay cuatro posibles clases de líneas de frontera:

- a) frontera suelo infiltrado - suelo impermeable (frontera impermeable)
- b) frontera agua - suelo infiltrado
- c) frontera suelo infiltrado -suelo permeable no infiltrado (línea superior de flujo)
- d) frontera suelo infiltrado -aire (línea de descarga libre)

a) Frontera suelo infiltrado - suelo impermeable (frontera impermeable). A través de una frontera de este tipo el agua no puede fluir. Por tanto, las componentes normales de la velocidad son nulas a lo largo de ella, y tal frontera define una línea de flujo (recíprocamente, toda línea de flujo puede tratarse como si fuese una frontera impermeable). Las líneas BCDEF y HI en la fig. III.3, y la línea BC en la fig. III.4, son ejemplos de fronteras impermeables, pues se supone que la permeabilidad del material que constituye la estructura vertedora de la fig. III.3 es despreciable en comparación con la del suelo de cimentación, y, en la fig. III.4, otro tanto acerca de la permeabilidad del suelo o roca debajo de AD en comparación con la del suelo que constituye la presa.

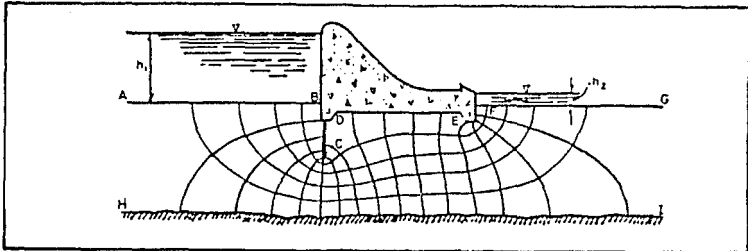


FIG. III.3 FLUJO CONFINADO BAJO LA CIMENTACIÓN DE UNA ESTRUCTURA VERTEDEDORA

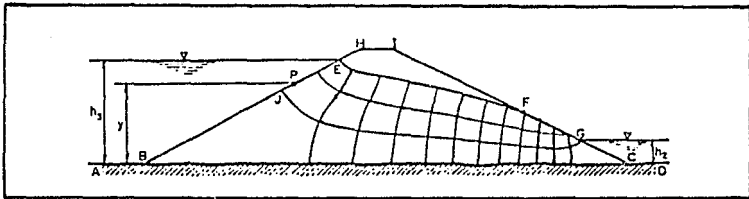


FIG. III.4 FLUJO NO CONFINADO A TRAVÉS DE UNA PRESA DE TIERRA

b) Frontera agua - suelo infiltrado. Estas fronteras son ejemplificadas por AB y FG en la fig. III.3, y por BE y CG en la fig. III.4. En vista de que en el flujo de agua en suelos la carga de velocidad es despreciable, la distribución de presión en las fronteras agua - suelo infiltrado puede considerarse hidrostática. Entonces en un punto cualquiera de ellas, por ejemplo el punto P sobre la frontera BE, fig. III.4, la carga de presión es $(h_3 - y)$ y la carga de posición es y . En cualquier punto sobre la frontera BE la carga hidráulica total será $(h_3 - y) + y = h_3$.

Entonces, la condición que debe cumplirse en toda frontera agua - suelo infiltrado es:

$$h = \text{constante}$$

por lo que cada una de dichas fronteras es una línea equipotencial.

c) Frontera suelo infiltrado - suelo permeable no infiltrado (línea superior de flujo). En la fig. III.4 la línea EF separa, dentro de la misma masa de suelo BHIC, la zona de flujo BEFGC de la porción de suelo que teóricamente no es infiltrado por el agua que fluye de un lado a otro de la presa. Obviamente las componentes de la velocidad, y , normales a dicha línea son nulas, y, por tanto, esta es una línea de flujo; pero el hecho de ser precisamente la línea superior de flujo le impone condiciones adicionales que son comunes a otras cualesquiera de las líneas de corriente: la presión es constante en toda ella (igual a la atmosférica) y, siendo despreciable la carga de velocidad, la carga hidráulica total en dicha línea es

$$h = y$$

lo que indica que la carga de las líneas equipotenciales que corten la línea superior de flujo será idéntica a la elevación del punto de intersección. Esto requiere que, si se trazan equipotenciales con caída de carga Δh constante entre dos contiguas cualesquiera, la diferencia de elevación de las intersecciones de dichas equipotenciales con la línea superior de flujo sea también constante e igual a Δh , fig. III.5.

Por otra parte, se puede demostrar que las condiciones de entrada y salida de la línea de flujo son las mostradas en la fig. III.6 y III.7.

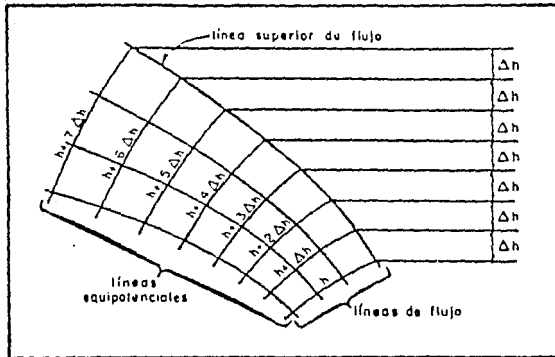


FIG. 111.5 CONDICION DE INTERSECCION DE LAS EQUIPOTENCIALES
CON LA LINEA SUPERIOR DE FLUJO

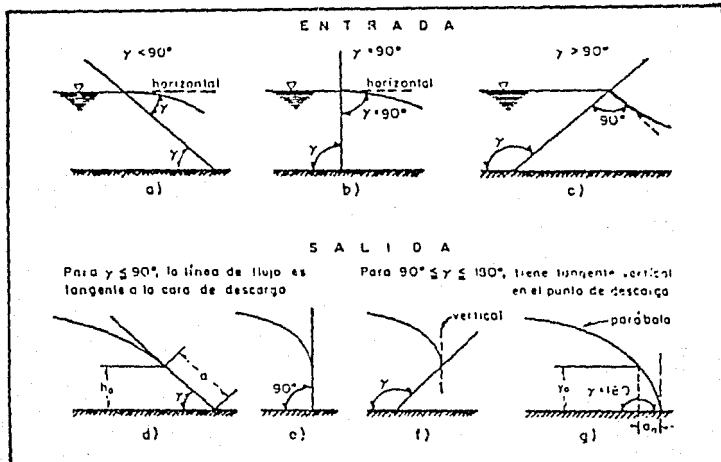


FIG. 111.6 CONDICIONES DE ENTRADA Y DE SALIDA DE LA LINEA SUPERIOR DE FLUJO

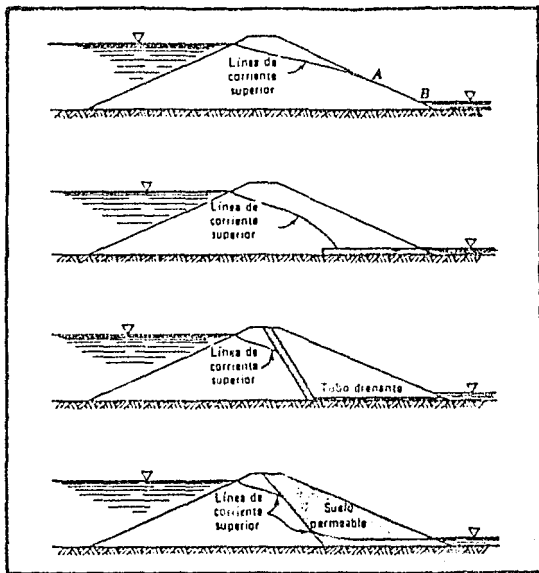


FIG. III.7 TIPOS DE LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR

d) Frontera de suelo infiltrado -aire (línea de descarga libre). La línea FG en la fig. III.4 es una frontera de este tipo. En ella, como en la línea superior de flujo, la carga hidráulica es igual a la de posición, esto es, se cumple

$$h = y$$

Sin embargo, FG no es línea de flujo, aunque tampoco es equipotencial; es simplemente una superficie libre de descarga

En forma análoga a como ocurre con la línea superior

de flujo, la ecuación $h = \gamma$ obliga a que todo par de equipotenciales corten la línea de descarga libre en puntos con diferencia de elevación igual a la diferencia de carga hidráulica de dichas equipotenciales. En el caso de la línea de descarga libre tales intersecciones obviamente no ocurrirán perpendicularmente.

III.4.2 TRAZOS DE LA RED DE FLUJO

Para ilustrar el método de trazo de la red de flujo consideraremos un tramo de un tubo de corriente de una red de flujo, como el que se muestra en la fig. III.8

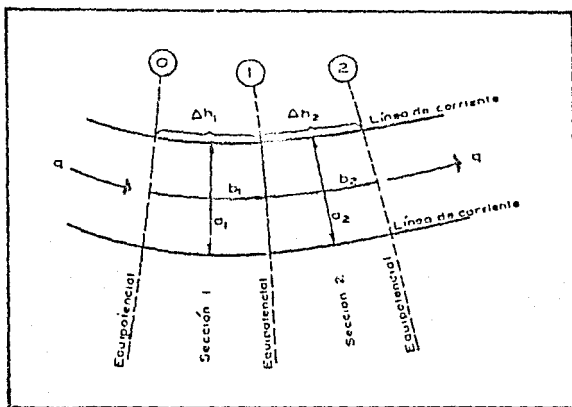


FIG. III.8 TRAMO DE UN TUBO DE CORRIENTE DE UNA RED DE FLUJO

Siendo q_1 y q_2 el gasto en las secciones 1 y 2 respectivamente, se tiene:

$$q_1 = q_2$$

tomando en cuenta la ley de Darcy:

$$q_1 = k i_1 A_1$$

Dado que:

$$i_1 = \frac{\Delta h_1}{b_1}$$

Siendo Δh_1 , la pérdida de energía entre las equipotenciales 0 y 1, si se considera un espesor unitario del tubo, el área A_1 , será:

$$A_1 = a_1(1) = a_1$$

Tendremos entonces, que el gasto en la sección 1 vale:

$$q_1 = k \frac{\Delta h_1}{b_1} a_1$$

De la misma manera el gasto en la sección 2 vale:

$$q_2 = k \frac{\Delta h_2}{b_2} a_2$$

Como $q_1 = q_2$ se tiene:

$$\frac{h_1}{b_1} a_1 = \frac{\Delta h_2}{b_2} a_2$$

Si se condiciona que la pérdida de potencial sea la misma de una equipotencial a la siguiente, es decir, que:

$$\Delta h_1 = \Delta h_2$$

se tendrá:

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{a_2}{b_2} = \frac{a}{k \Delta h}$$

Si la relación a/b se elige arbitrariamente igual a la unidad, la red de flujo quedará constituida por una serie de "cuadros", en cada uno de los cuales las distancias medias son iguales entre sí.

Utilizando esta última condición se puede trazar la red de flujo dibujando algunas de las probables líneas de corriente y después las equipotenciales, que deberán ser ortogonales a las anteriores y formar con ellas figuras aproximadamente cuadradas en toda la red.

Hay ocasiones en que dentro de las redes de flujo las circunstancias geométricas de la región de flujo fuerzan las cosas de manera que se produce una singularidad, dando lugar a cuadros en la red que quedan fuera de la regla común.

Este método es bastante sencillo, pero requiere cierta práctica para poder manejarlo con soltura. A continuación

se reproducen varios consejos de Casgrande para facilitar el aprendizaje del trazo de la red de flujo.

1.- Aprovéchense todas las oportunidades de estudiar la apariencia de las redes de flujo bien construidas, intentando después repetir las sin tener a la vista la red estudiada hasta obtener dibujos satisfactorios.

2.- Generalmente basta trazar 4 ó 5 canales de flujo en el primer intento; ya que el uso de un número excesivo de canales distrae la atención de las características esenciales de la red.

3.- Siempre debe observarse la apariencia de la red en conjunto, sin tratar de corregir detalles hasta que toda ella esté aproximadamente bien trazada.

4.- En aquellas redes que existan zonas donde las líneas de flujo deban ser aproximadamente rectas paralelas los canales de flujo serán casi del mismo ancho y los cuadros deben resultar muy parecidos. En este caso será conveniente iniciar el trazo de la red en una zona de este tipo.

5.- Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas son frecuentemente simétricas y las líneas de flujo y equipotenciales son entonces de forma parecida a la elíptica.

6.- Deben evitarse las transiciones bruscas entre las partes rectas y las curvas aproximándose a formas que tiendan a la parabólica o elíptica. El tamaño de los cuadros debe ir variando también gradualmente.

7.- Generalmente en el primer intento no se logra una red de cuadros en toda la extensión de la región de flujo. La pérdida de carga entre dos equipotenciales sucesivas correspondiente a un cierto número de canales con el que se intentó la solución no será, normalmente, un divisor entero de la pérdida total. De esta manera al final de la red suele quedar una hilera de rectángulos entre dos líneas equipotenciales en la que la caída de carga es una fracción del Δh con que se trazó el resto de la red. Generalmente esto no es perjudicial y esta última hilera puede tomarse en cuenta en los cálculos estimando la relación de los lados de los rectángulos. Si por razones de presentación se desea que toda el área esté formada por cuadros con el mismo Δh , podrá corregirse la red cambiando el número de canales de flujo, ya sea por interpolación o mediante un nuevo tanteo. No debe intentarse convertir la hilera incompleta en una de cuadros por correcciones locales, a no ser que el faltante o sobrante de espacio en la hilera incompleta sea muy pequeño.

8.- Las condiciones de frontera pueden introducir singularidades en la red, es decir, las circunstancias geométricas de la red de flujo obligan a que se produzcan cuadros que aparentemente se salen de la regla común.

9.- Una superficie de salida en la red, al contacto con el aire, si no es horizontal nunca es línea de flujo ni equipotencial. Consecuentemente los cuadros limitados por esta superficie no pueden ser completos. Sin embargo, estas superficies deben cumplir la condición de que se tengan iguales caídas de posición en sus intersecciones con las líneas equipotenciales.

En la fig. III.9 se incluyen varios tipos de redes de flujo, empleados comúnmente en el diseño de presas de tierra.

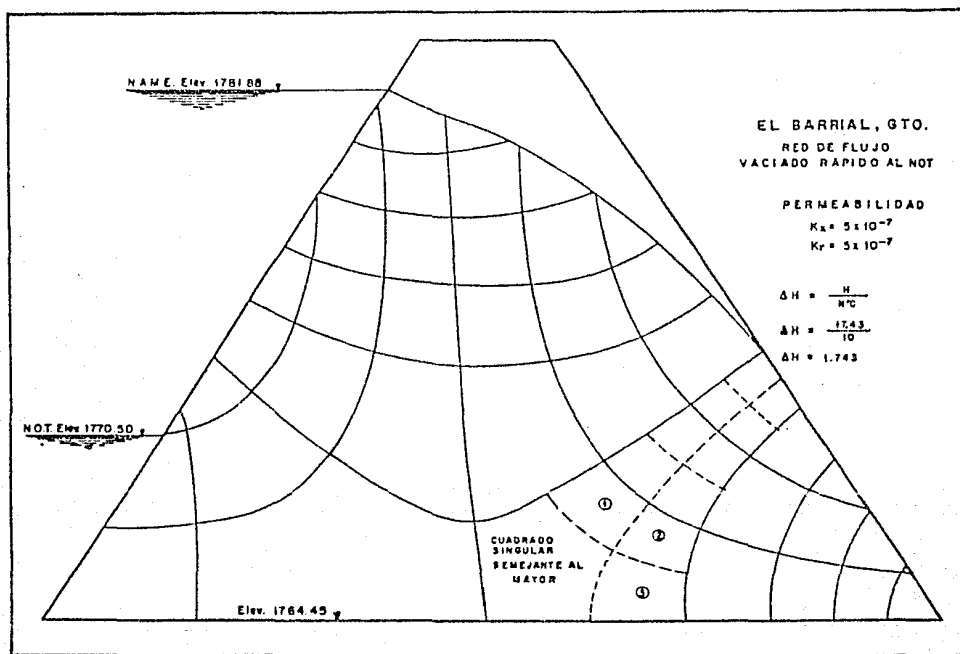
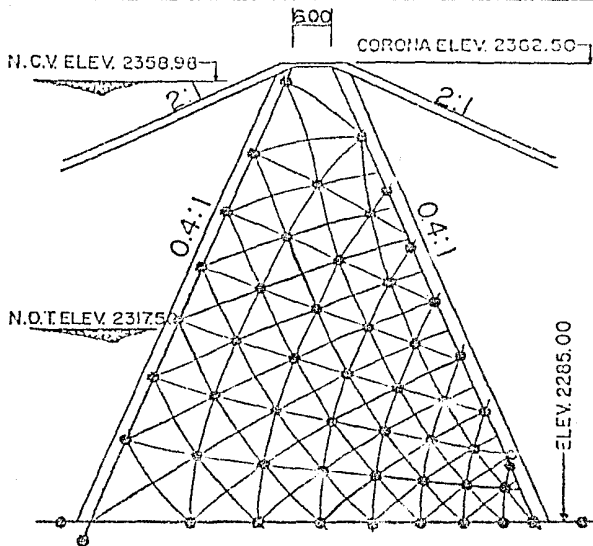


FIG. III.9 EJEMPLOS DE REDES DE FLUJO

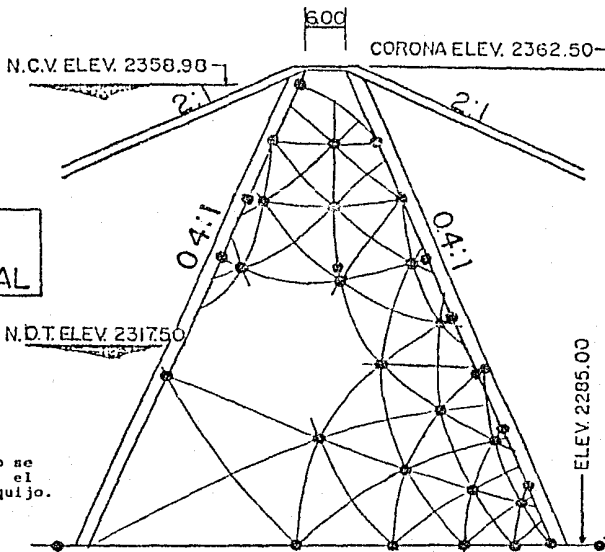
ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

PRESA LLENA

PRESA
"MADIN"
MEX.



VACIADO
RAPIDO PARCIAL



NOTA:

Ambas redes de flujo se obtuvieron mediante el conformógrafo de Urquijo.

FIG. III.9 EJEMPLOS DE REDES DE FLUJO

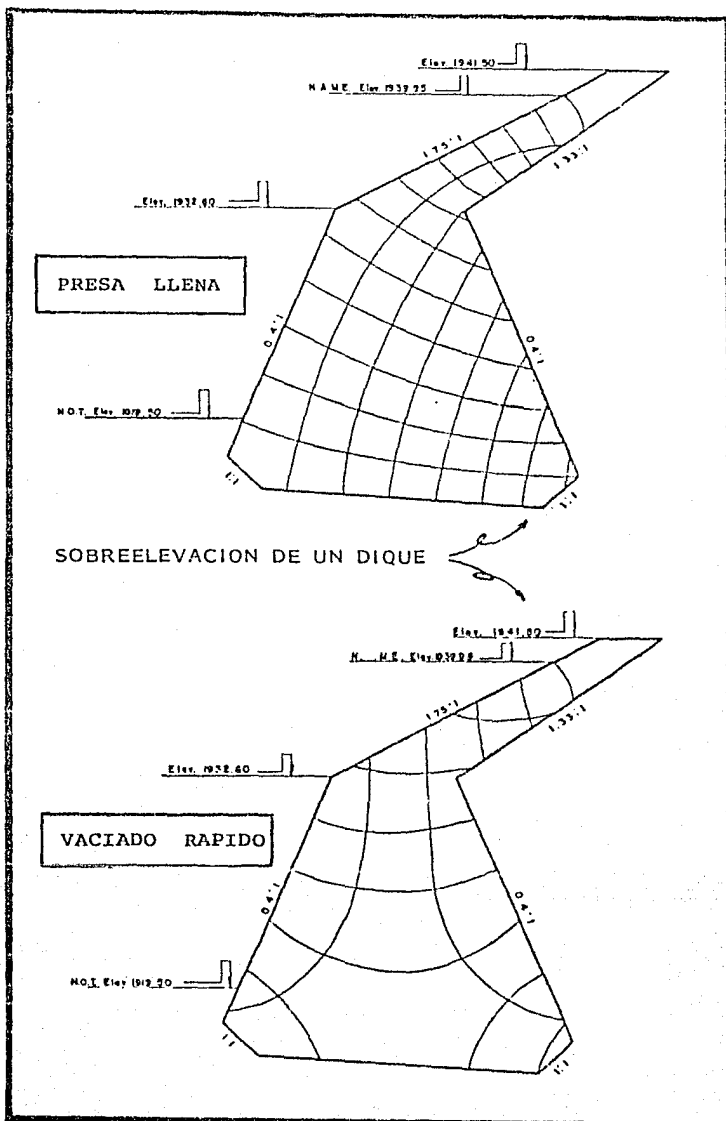


FIG. III.9 EJEMPLOS DE REDES DE FLUJO

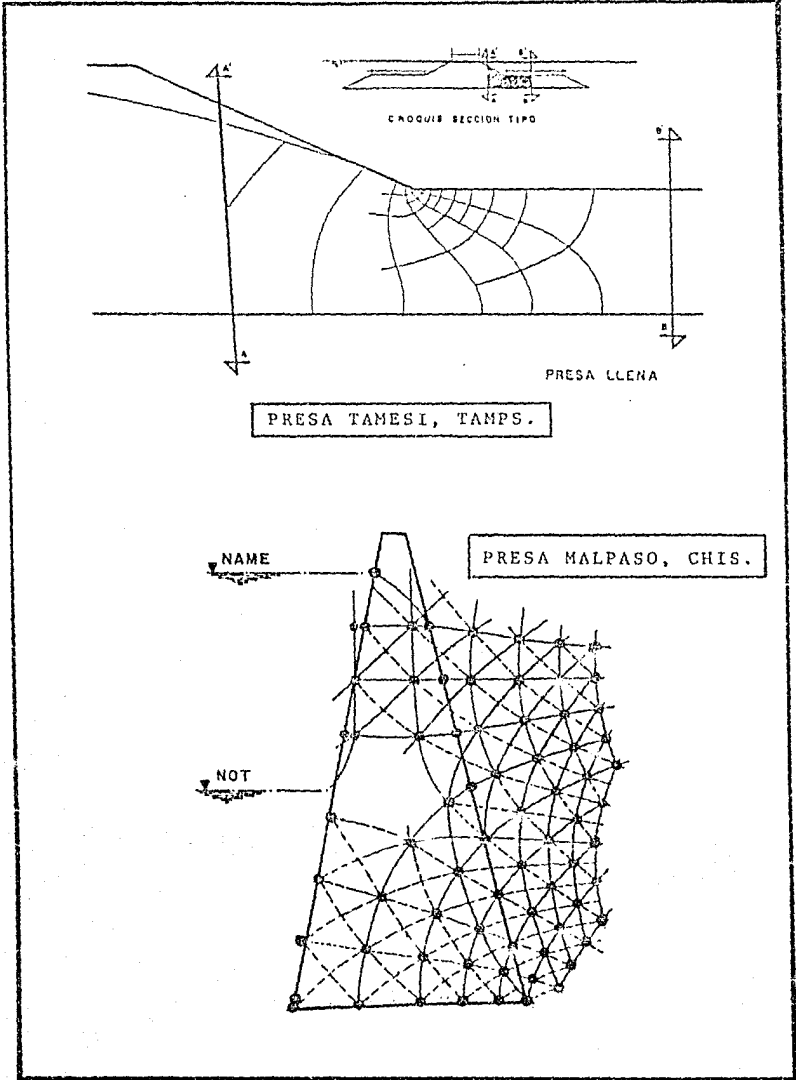


FIG. III.9 EJEMPLOS DE REDES DE FLUJO

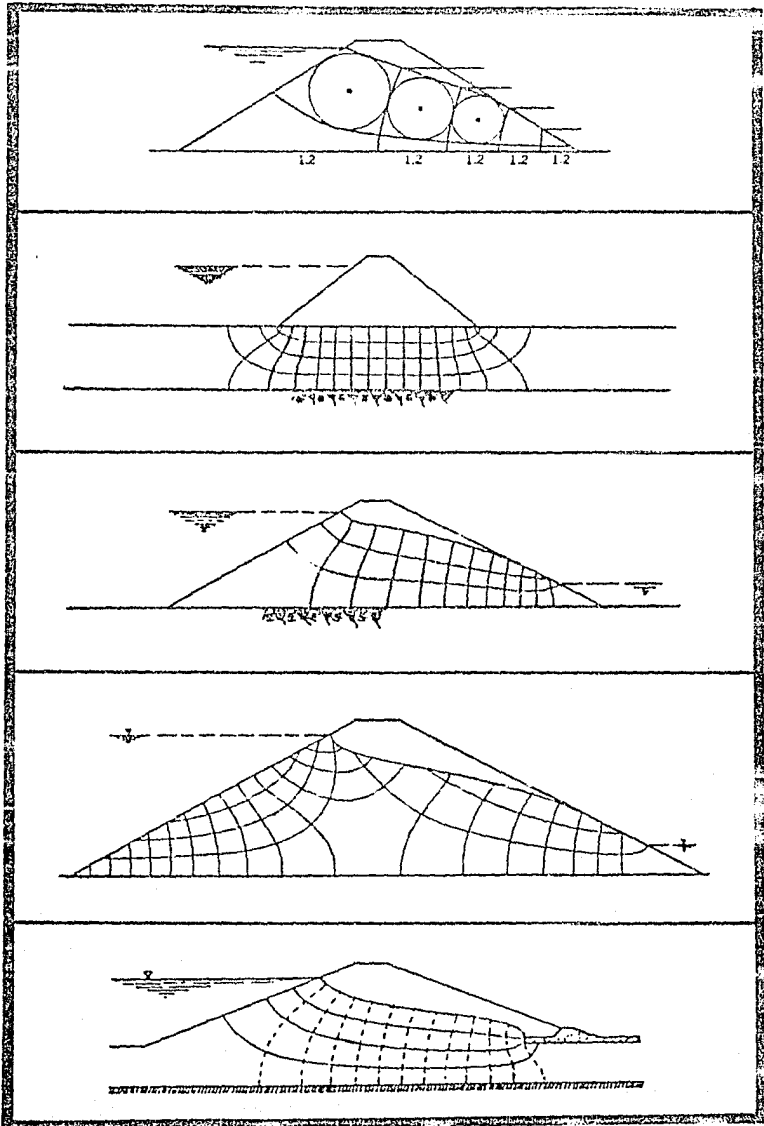


FIG. III.9 EJEMPLOS DE REDES DE FLUJO

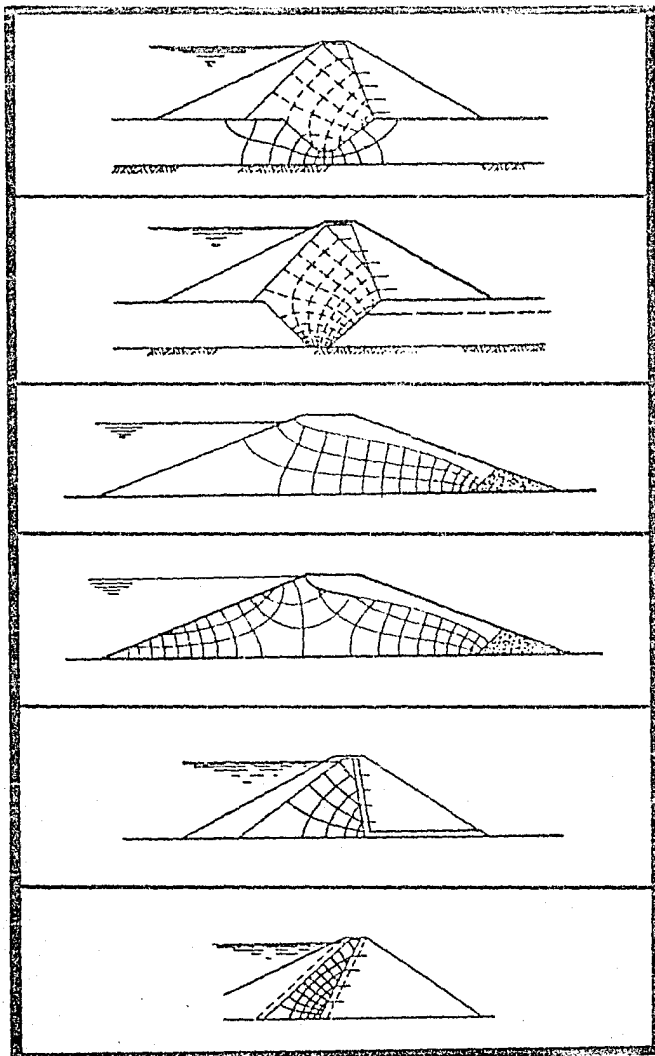


FIG. III.9 EJEMPLOS DE REDES DE FLUJO

III.4.3 APLICACIONES DE LA RED DE FLUJO

III.4.3.1 CALCULO DEL GASTO

Observando la ecuación

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{a_2}{b_2} = \frac{q}{k \Delta h}$$

es fácil ver que en una red trazada correctamente, donde se cumpla la condición de que la relación a/b sea constante, $q/k\Delta h$ permanece también constante para cualquier canal de flujo, y como k y Δh mantienen el mismo valor para cualquier cuadro de la red, en todos los canales de flujo deben escurrir el mismo gasto. Si llamamos n , al número total de canales y Q al gasto total de la zona de flujo, puede escribirse:

$$Q = q n_f$$

como:

$$q = k \Delta h \frac{a}{b}$$

tendremos:

$$Q = k \Delta h \frac{a}{b} n_f$$

Llamando a la pérdida total de carga y n_e al número de caídas de potencial, se tiene:

$$\Delta h = \frac{h}{n_e}$$

Sustituyendo la expresión en la primera ecuación y recordando que a/b es igual a la unidad, tenemos:

$$Q = k h \frac{nf}{n_g}$$

El término nf/n_g depende solamente de la forma de la región de flujo; se conoce con el nombre de Factor de Forma y se presenta como:

$$F_f = \frac{n_f}{n_g}$$

Sustituyendo el factor de la forma en la ecuación se obtiene:

$$Q = k h F_f$$

que es la fórmula que permite calcular el gasto por unidad de longitud normal a la sección estudiada, que escurre a través de una región de flujo determinada.

III.4.3.2 CALCULO DE LAS FUERZAS DE FILTRACION

Al filtrarse el agua por el corazón impermeable origina fuerzas de fricción que tienden a arrastrar el material expuesto a las líneas de corriente. Dichas fuerzas se deben a un cambio de carga total de potencial ocasionados por la fricción del flujo del agua.

La fuerza en toneladas de cada tubo de corriente es

igual a su longitud media en metros por la caída de cada escalón de potencial en metros, la caída de cada escalón de potencial es igual a la carga total en metros entre el número de caídas de potencial.

Para este análisis, los materiales del corazón se consideran con el peso γ sumergidos a partir de la línea de saturación hacia abajo.

A partir de las fuerzas de filtración parciales que conocemos tanto en dirección como en magnitud, trazamos un polígono dinámico, así obtenemos la dirección y valor absoluto de la fuerza total de filtración, trazando además un funicular, podremos determinar un punto de su línea de acción, haciéndola pasar por dicho punto y prolongándola hasta cortar al círculo de falla, podremos descomponerla en una fuerza normal (que no se considera en los cálculos) y una fuerza tangencial que se hace intervenir en el cálculo del factor de seguridad de la estabilidad de taludes.

III.4.3.3 CALCULO DE GRADIENTE HIDRAULICO

Para hallar el gradiente hidráulico en un punto de una red de flujo, bastará trazar por el punto en cuestión el segmento de la línea de flujo que pase por él y que quede contenido dentro del cuadro donde se encuentre el punto. Entonces la caída entre equipotenciales de la red ΔH , dividida entre la longitud de la línea de flujo en la que ocurre dicha caída proporciona el gradiente hidráulico medio en ese tramo que incluye el punto en cuestión. Para tener mayor aproximación puede subdividirse el cuadro en otros, cada vez menores en torno al punto.

III.5 FLUJO DE AGUA EN PRESAS DE TIERRA

La presa de tierra es una región de flujo como otra cualquiera, en el sentido de que trazando su red de flujo pueden calcularse el gasto de filtración, los gradientes hidráulicos, las presiones hidrodinámicas, etc., pero tiene la particularidad de que no se conoce a priori una de las fronteras, de manera que no satisface uno de los requisitos básicos para poder trazar la red de flujo.

Sea, por ejemplo, una presa de tierra como la mostrada en la fig. III.10.

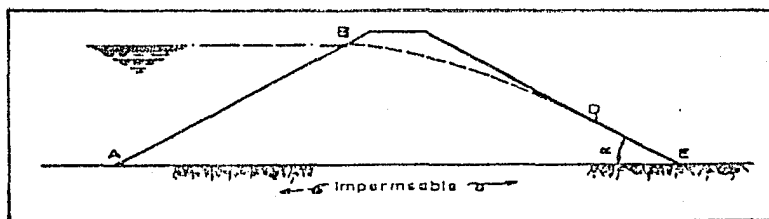


FIG. III.10 CONDICIONES DE FRONTERA EN EL CASO DE FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE UNA PRESA DE TIERRA

La línea AB es una equipotencial, por ser el contacto entre el suelo permeable y el agua; y la AE es una línea de flujo por ser el contacto entre una frontera impermeable y el material permeable de la cortina. Estas dos fronteras pueden definirse sencillamente, pero no así los restantes. Es fácil llegar a la conclusión de que debe existir una línea de flujo como la BD, abajo de la cual el material esté saturado por el agua que fluye a través de él y arriba de la cual descontando una pequeña franja humedecida por capilaridad, el material esté se-

co. Esta línea se conoce con el nombre de línea de corriente superior y, como no se conoce su forma a priori, tiene que determinarse, por lo menos aproximadamente, para poder trazar la red de flujo correspondiente.

III.5.1 LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR

La línea de corriente superior debe entrar en el material de la presa estudiada formando un ángulo de 90° con la superficie AB, ya que ésta es una línea equipotencial. (Véase también fig. III.6)

El ángulo con que la línea de corriente superior intersecta el talud de aguas abajo en el punto D, fig. III.10, depende del ángulo que dicho talud forma con la horizontal. Es fácil de mostrar que cuando este ángulo es menor o igual a 90° , la línea de corriente superior debe salir tangente al talud de aguas abajo, en el punto D.

III.5.2 TEORIA DE DUPUIT PARA FLUJO NO CONFINADO

La obtención de la forma y posición de la línea de corriente superior dentro de una presa de tierra, es un problema de los denominados de flujo no confinado, por estar la región de flujo no completamente determinada a priori; siendo la frontera faltante precisamente la línea de corriente superior.

En 1863, Dupuit propuso para la solución de problemas de flujo no confinado, las siguientes hipótesis:

1.- Para pequeñas inclinaciones de la línea de corriente superior, las líneas de flujo pueden considerarse horizontales y, consecuentemente, las líneas equipotenciales como verticales.

2.- El gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la línea de corriente superior en el punto de que se trate y es constante en cualquier punto de la vertical que se trace por aquel.

Aplicando estas hipótesis a la ley de Darcy, a la pre sa cuya sección se muestra en la fig. III.11, se define la llamada parábola de Dupuit. Desde luego la ecuación mostrada en la figura no representa correctamente la línea de corriente superior, pues no cumple con las condiciones de entrada y salida de la región de flujo.

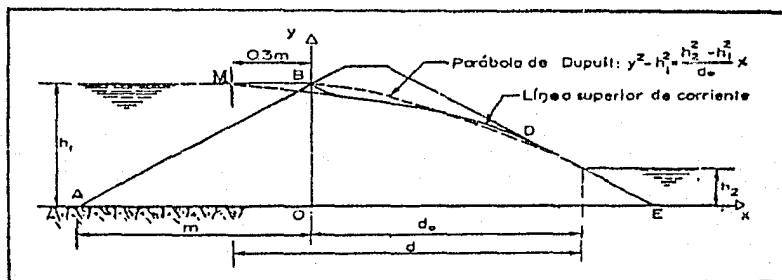


FIG. III.11 PARABOLA DE DUPUIT

III.5.3 FORMULA DE SCHAFFERNAK - VAN ITERSON

En la fig. III.11 puede verse que la mayor desviación entre la línea superior de flujo y la parábola de Dupuit se de-

be a que no se satisfacen las condiciones de entrada y salida. En vista de esto, Schaffernak y Van Iterson propusieron independientemente en 1916, para determinar la posición de la línea superior de flujo, mantener las dos hipótesis de Dupuit, pero imponiendo la condición de salida correcta (fig. III.6), como se indica en la fig. III.12, para el caso de tirante nulo aguas abajo de la presa. Así se obtiene que la línea superior de flujo es la parábola C'D' y que la longitud de la cara de descarga libre es

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

A. Casagrande sugiere que, a fin de satisfacer la condición de entrada, el punto de arranque de la parábola se tome en C y no en C', corrigiendo después localmente la parábola a la entrada, como se muestra en la fig. III.12, como en el caso de la fórmula de Dupuit, en la que resulta de las hipótesis de Schaffernak - Van Iterson, debe entonces substituirse d_0 por d , de modo que finalmente

$$a' = \frac{d_0}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d_0^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

La ecuación anterior se puede resolver como se indica en la fig. III.13 y es aproximadamente válida para $0 < \alpha \leq 30^\circ$

III.5.4 FORMULA DE LEO CASAGRANDE

Cuando el talud de aguas abajo de la presa es relati-

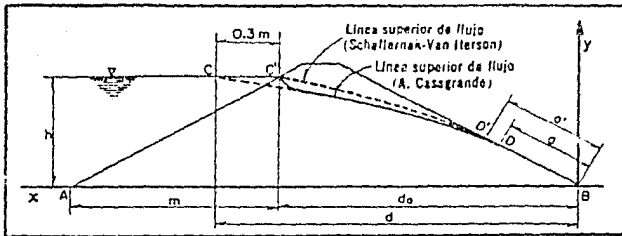


FIG. III.12 POSICION DE LA LINEA SUPERIOR DE FLUJO

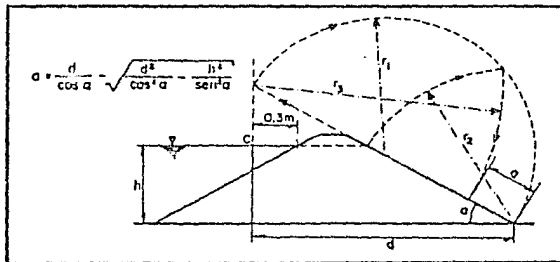


FIG. III.13 SOLUCION GRAFICA DE LA FORMULA DE SCHAFFERNAK-VAN ITERSON MODIFICADA

vamente inclinada ($\alpha > 30^\circ$), la segunda hipótesis de Dupuit ($i = dy/dx$) origina una notable sobreestimación del gradiente medio de una acción vertical y , por tanto, la solución de Schaffernak - Van Iterson es poco aproximada. Mejores resultados se obtienen usando la hipótesis $i = dy/ds$ sugerida por L. Cassgrande, en que se mide a lo largo de la línea superior de flujo. En este caso, y tomando el punto C como partida de la parábola, se obtiene:

$$a = s_0 - \sqrt{s_0^2 - h^2/\sin^2 \alpha}$$

en que s_o es la longitud de la parábola CD, más la de cara de descarga libre, "a", fig. III.12.

Para todo $\alpha < 60^\circ$, s_o puede aproximarse por

$$s_o \approx \sqrt{h^2 + d^2}$$

en cuyo caso la ecuación puede resolverse por el procedimiento gráfico, fig. III.14.

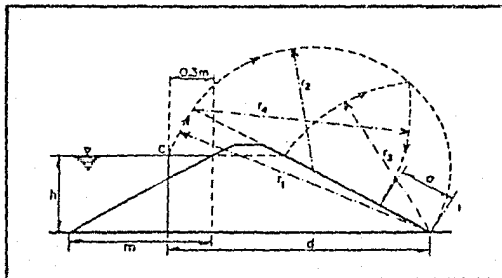


FIG. III.14 SOLUCION GRAFICA DE LA FORMULA APROXIMADA DE LEO CASAGRANDE

La solución de L. Casagrande para el cálculo de "a" es suficientemente aproximada para fines prácticos en el intervalo $0 < \alpha \leq 60^\circ$.

III.5.5 FORMULA DE KOZENY PARA $\alpha = 180^\circ$

Para el caso de una cara horizontal de descarga, fig.

III.15, existe una solución rigurosa de la ecuación de Laplace dada por Kozeny en 1931.

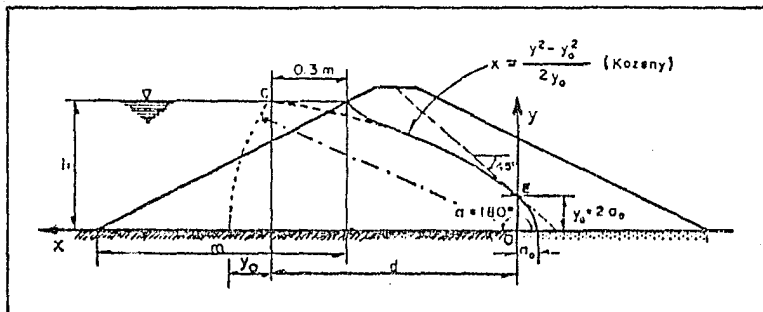


FIG. III.15 SOLUCION DE KOZENY PARA $\alpha < 180^\circ$

En este caso, las líneas de flujo y las equipotenciales son parábolas con foco común en el punto 0. Excepto la corrección a la entrada, la ecuación de la línea superior de flujo es

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

en que

$$y_0 = 2\alpha_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

III.5.6 SOLUCION DE A. CASAGRANDE PARA $60^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$

En vista de las ventajas de las secciones de materiales graduados, y de los efectos benéficos de los filtros al pie

del talud aguas abajo en presas homogéneas, las cargas de descarga con $\alpha > 60^\circ$ son muy comunes en presas de tierra. Para la determinación del punto de descarga de la línea superior de flujo, A. Casagrande usó un ingenioso procedimiento comparando los resultados de soluciones gráficas obtenidas por tanteos y verificadas en modelos físicos, con la posición de la parábola definida por las ecuaciones de Kozeny (III.5.5).

Tal comparación muestra que la intersección de la parábola de Kozeny con la cara de descarga está sistemáticamente a cierta distancia Δa arriba del punto de descarga correcto de la línea superior de flujo. Naturalmente la relación

$$c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

fig. III.16 decrece gradualmente al aumentar α hasta anularse cuando $\alpha = 180^\circ$, caso en el que la parábola de Kozeny representa rigurosamente a la línea superior de flujo.

En la fig. III.16 se da la relación entre α y c hallada por el procedimiento indicado. La distancia $a + \Delta a$ está definida por el punto de intersección de la parábola básica y el talud de descarga.

III.5.7 CASOS CON TIRANTES AGUAS ABAJO

Para la determinación del punto de salida de la línea superior de flujo en los casos en que al pie del talud de aguas abajo hay un tirante de agua, el procedimiento más conveniente consiste en dividir la zona de flujo en dos porciones, I y II,

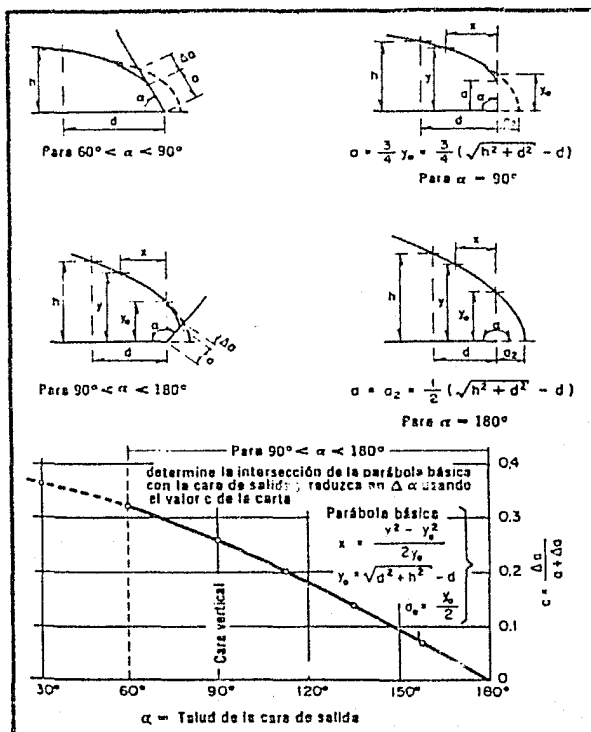


FIG. III.16 METODO DE A. CASAGRANDE PARA LA DETERMINACION DEL PUNTO DE DESCARGA DE LA LINEA SUPERIOR DE FLUJO PARA $60^\circ \leq \alpha < 180^\circ$

como se muestra en la fig. III.17 y determinar la distancia, a , como si la porción I fuese una presa con frontera impermeable en AB.

La justificación de este procedimiento radica en la

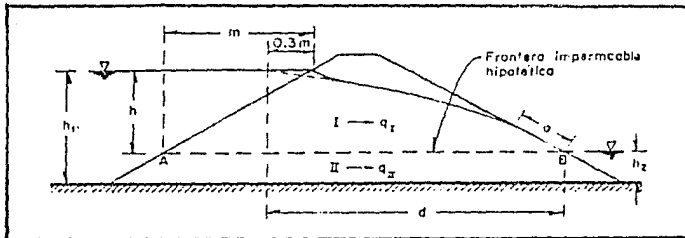


FIG. III.17 DETERMINACION DEL PUNTO DE SALIDA DE LA LINEA SUPERIOR DE FLUJO EN UNA SECCION HOMOGÉNEA CON TIRANTE AGUAS ABAJO

equivalencia entre fronteras impermeables y líneas de flujo, y en el hecho de que en la porción II el flujo es prácticamente horizontal.

III.5.8 FLUJO EN REGIONES COMPUESTAS

En los casos en que el dominio de flujo consta de dos o más porciones de diferente permeabilidad, cada una constituida por suelo homogéneo e isotrópico, la red de flujo se distorsiona en las fronteras entre los diversos materiales. Si, por ejemplo, en la fig. III.18 a la izquierda de la frontera M - N se dibuja una red con relación de lados unitaria, la relación de lados a la derecha deberá ser:

$$a/b = k_1/k_2$$

y los ángulos de incidencia y de refracción de las líneas de corriente han de ser tales que:

$$\tan \beta / \tan \alpha = k_1/k_2$$

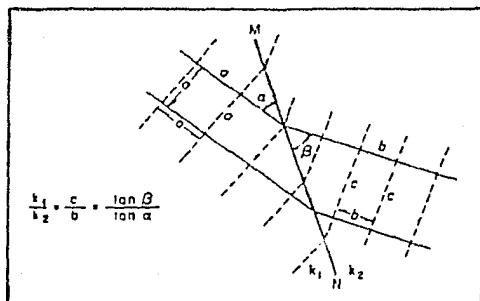


FIG. III.18 DISTORSION DE LA RED DE FLUJO AL CRUZAR LA FRONTERA ENTRE SUELOS DE DIFERENTE PERMEABILIDAD

CAPITULO IV

METODOS DE ANALISIS Y CONDICIONES GENERALES DE DISEÑO

IV.1 GENERALIDADES

Los taludes de una presa de tierra deben ser estables aún en las condiciones más desfavorables de esfuerzos. Esta condición implica que los esfuerzos cortantes originados por el propio peso de la presa y las fuerzas de filtración no deben exceder a los esfuerzos cortantes que los materiales del terraplén y la cimentación sean capaces de soportar. Por el contrario, la resistencia al corte debe ser superior a los esfuerzos impuestos, con el fin de disponer de un margen de seguridad. Se concluye, de esta simple lógica, que los métodos de análisis de estabilidad, deberán ser encaminados a investigar la magnitud de los esfuerzos cortantes que actúan en el cuerpo de la presa y el valor de la resistencia al corte de los materiales que la constituyen.

IV.2 METODOS DE ANALISIS CON ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS

Los esfuerzos totales de compresión que actúan en cualquier punto sobre una superficie dada dentro del terraplén de tierra compactada, consiste de esfuerzos entre los granos de suelo llamados "esfuerzos efectivos", y presiones en el fluido de los poros llamada "presión de poro". La com-

binación de esfuerzos efectivos y presiones de poro sobre cualquier superficie se llama "esfuerzos totales".

la principal ventaja del método de esfuerzos totales es su gran simplicidad. La ventaja del método de los esfuerzos efectivos, es el hecho que el análisis se hace con más fundamentos en la teoría de esfuerzos cortantes. Para proyectos importantes se recomienda el método de los esfuerzos efectivos como primer análisis y el método de esfuerzos totales con propósitos de comparación y revisión.

IV.3 METODO SUECO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Bajo el nombre de Método Sueco se agrupan todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes, que consideran la superficie de falla como 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, con el fin de determinar si un talud es estable. A continuación se exponen los procedimientos de aplicación para suelos cohesivos y suelos cohesivos - friccionantes, así como un procedimiento gráfico de aplicación del Método Sueco al caso de una cortina de materiales graduados.

IV.3.1 TALUD EN SUELOS EXCLUSIVAMENTE COHESIVOS

Supóngase un talud en un material cuya resistencia al esfuerzo puede expresarse con la ley:

$$S = c$$

Para este caso existe un procedimiento, debido al Dr. Arthur Casagrande que se expone a continuación.

Considérese un arco de circunferencia de centro O y radio R como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano del papel, fig. IV.1.

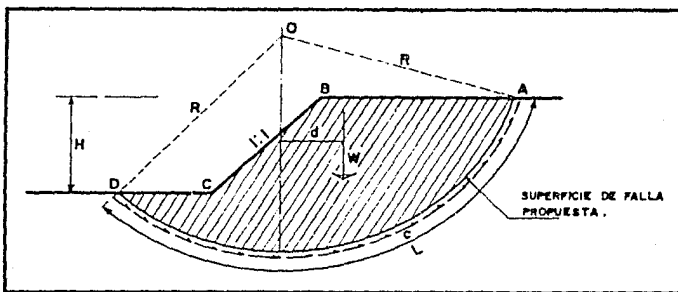


FIG. IV. 1 PROCEDIMIENTO DE A. CASAGRANDE PARA UN TALUD EN SUELO COHESIVO.

Considerando que la masa deslizante comprendida entre A, B, C, D y la línea de falla, tenga un espesor unitario, y siendo W el peso de la masa de tierra deslizante y de su brazo de palanca con respecto al eje cilíndrico; el momento motor que tiende a provocar el deslizamiento vale:

$$M_m = W d$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son producidas por la cohesión del material, a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Por tanto el

momento resistente vale:

$$M_R = c L R$$

En el instante de falla incipiente

$$M_m = M_R$$

Definiendo el factor de seguridad contra deslizamiento como la relación entre el momento resistente, que corresponde a la condición límite de equilibrio, y el momento motor, se tiene:

$$F S = \frac{M_R}{M_m}$$

es decir:

$$F S = \frac{c L R}{M_m}$$

Para analizar en forma completa un talud, es necesario calcular el factor de seguridad para varios círculos en distintas posiciones y con diferentes radios, con objeto de determinar el valor mínimo correspondiente al círculo más desfavorable.

IV.3.2 TALUD EN SUELOS COHESIVO - FRICCIONANTES

Se ha llamado suelos cohesivo - friccionantes, a aquellos cuya resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse por medio de la ley:

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

El procedimiento de aplicación del Método Sueco, más usado y fácil de aplicar para este tipo de suelos, es el de las "dovelas", debido a Fellenius, que se expone a continuación.

El primer paso consiste en proponer un círculo de falla y dividir la masa de tierra deslizante en dovelas, tal como se muestra en la fig. IV.2

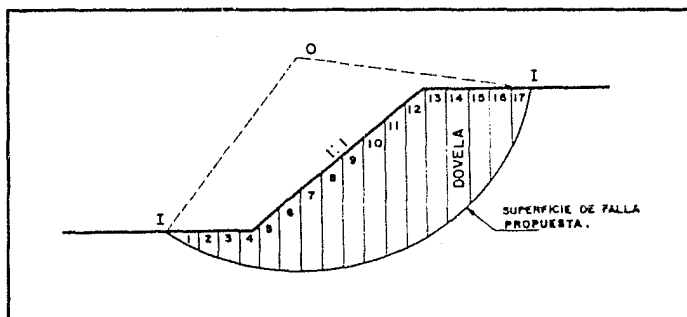


FIG. IV. 2 DIVISION EN DOVELAS PARA APLICAR EL METODO SUECO.

El número de dovelas es hasta cierto punto, arbitrario; aunque a mayor número de ellas los resultados del cálculo se hacen más confiables.

El equilibrio de una dovela puede analizarse como se muestra en la fig. IV.3

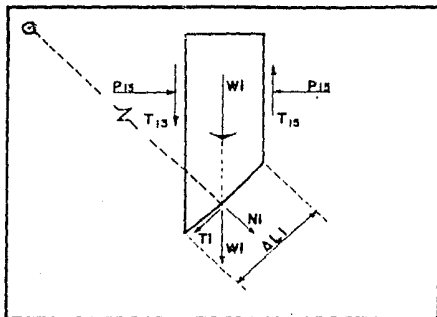


FIG. IV. 3 EQUILIBRIO DE UNA DOVELA.

W_i es el peso de la dovela que puede suponerse actuando en el punto en que su línea de acción intercepta a la base de la dovela y descomponerse, en dicho punto, en una fuerza normal y otra tangencial al círculo N_i y T_i , respectivamente. Las dovelas correspondientes a la estudiada, ejercen acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_{13} y P_{15} y por los tangenciales T_{13} y T_{15} .

Si se considera que la presión normal que actúa en el área $\frac{\Delta L_i}{\Delta l_i}$, es constante en esa longitud, tenemos que el cociente $\frac{N_i}{\Delta l_i}$ es una buena aproximación del valor de σ_i y con este valor puede entrarse a la gráfica de resistencia al esfuerzo cortante y determinarse el valor de S_i que se supone constante en todo el arco Δl_i .

Considerando el centro del círculo "O" como centro de momentos, puede calcularse el momento motor debido al peso de la dovela como:

$$M_m = R T_i$$

Nótese que la componente N_i del peso de la dovela, pasa por "O" normal a la línea de falla y por ser ésta un arco de circunferencia, por lo tanto su momento es nulo.

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

$$M_R = R s_i \Delta L_i$$

Entonces el factor de seguridad de la dovela estudiada será:

$$FS = \frac{M_R}{M_m} = \frac{R s_i \Delta L_i}{R T_i} = \frac{s_i \Delta L_i}{T_i}$$

y el de toda la masa podría expresarse por:

$$FS = \frac{\sum (s_i \Delta L_i)}{\sum T_i}$$

abarcando el signo de suma, el número total de dovelas en que se dividió la tierra deslizante. En el caso particular de que:

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

el factor de seguridad valdrá:

$$FS = \frac{\sum [(c + \sigma_i \tan \phi) \Delta L_i]}{\sum T_i}$$

como $N_i = \sigma_i \Delta L_i$ la ecuación anterior puede transformarse a:

$$FS = \frac{\sum N_i \tan \phi + cL}{\sum T_i} \quad (1)$$

La expresión anterior no considera los efectos de los sismos, ni del flujo en el corazón impermeable, ni de la presión hidrostática.

IV.3.3 HIPOTESIS DEL METODO SUECO

1.- Hipótesis de falla circular

Puede decirse que esta hipótesis es aproximadamente correcta para la mayoría de los casos, cuando se trata de suelos cohesivos homogéneos o cohesivos friccionantes; pero cuando se tienen materiales cuya resistencia es exclusivamente friccionante puede demostrarse que la superficie más desfavorable es la propia superficie del talud. En este caso, el factor de seguridad quedará definido por la expresión:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

en donde ϕ es el ángulo de fricción interna y α el ángulo de inclinación del talud.

2.- Hipótesis de cuerpo rígido

Al suponer que la masa deslizante se mueve como un cuerpo rígido, se está admitiendo que la deformación unitaria

a lo largo de la superficie cilíndrica es constante. Si consideramos una cortina constituida por diferentes clases de materiales, con distintas características de esfuerzo - deformación, es evidente que cada uno de los materiales, alcanzará su máxima resistencia con una distinta deformación unitaria. De acuerdo con la hipótesis de un cuerpo rígido, la deformación unitaria a lo largo del arco de círculo debe ser constante y, por lo tanto, los materiales no estarán colaborando con su máxima resistencia al corte, sino que, dependiendo de la deformación unitaria de todo el círculo, colaborarán con una resistencia diferente.

Afortunadamente las diferencias de características esfuerzo - deformación de los materiales compactados, no parecen ser considerables; sin embargo, debe tenerse presente este hecho cuando se trate de materiales en estado natural.

3.- Hipótesis de independencia de los suelos

El considerar que cada una de las dovelas en que se divide la masa del suelo deslizante es independiente, simplifica el cálculo, pero conduce a ciertas imprecisiones. Se ha demostrado anteriormente que los esfuerzos reales que actúan a lo largo de una superficie de falla, son diferentes de las que se obtienen con las hipótesis del método de Fellenius, ya que toma el valor medio de la dovela; sin embargo, a pesar de estas imprecisiones, el Método Sueco ha dado excelentes resultados en todos aquellos casos en que se ha empleado, partiendo de resistencia al corte de los materiales, correctamente determinados.

4.- Factor de seguridad

El factor de seguridad, definido en párrafos anteriores, absorbe todas las imprecisiones causadas por las hipótesis simplificadoras que considera el Método Sueco. El factor de seguridad propuesto originalmente por Fellenius es de 1.5, este valor se ha conservado hasta el presente como aceptable para algunos casos, pero en otros debido principalmente a la mayor exactitud con que se determinan las resistencias al esfuerzo cortante y al número de casos estudiados prácticamente, ha cambiado.

IV.4 CONDICIONES DE TRABAJO DE LA PRESA

Los materiales que forman el terraplén de una presa de tierra, están sometidos a diferentes estados de esfuerzos que van cambiando con el tiempo, durante la vida de la presa.

Al llenarse la presa, el agua satura inmediatamente a los materiales permeables y, después de algún tiempo, también a los impermeables. Con esto se cambia el valor de las presiones de poro y se originan nuevos estados de esfuerzos en los materiales. Al ocurrir un vaciado rápido en la presa, cambian nuevamente las presiones de poro y, consecuentemente, también los estados de esfuerzos de los materiales de la cortina.

IV.4.1 CONDICIONES INICIALES Y FINALES

Condiciones Iniciales

Se llaman así, a las condiciones en que se encuentra la presa durante la construcción, al término de ella y en el primer llenado. Los materiales estarán, entonces, sujetos a compresión después de haber sido colocados con una cierta relación de vacíos y un grado de saturación.

En estas condiciones, es lógico suponer, que en el material del corazón impermeable no han ocurrido disipaciones de la presión de poro generado durante la construcción, en tanto que en los materiales permeables, las presiones de poro son nulas. Entonces, si se desea analizar el comportamiento de la cortina ante una falla rápida, las condiciones de esfuerzo de los materiales pueden reproducirse aproximadamente en el laboratorio realizando pruebas triaxiales drenadas y no consolidadas-no drenadas, en los materiales permeables e impermeables, respectivamente.

Condiciones finales

Una vez que se ha llenado la presa, a medida que transcurre el tiempo, se alcanza el grado de saturación completa, tanto en el corazón como en los respaldos permeables que se encuentran aguas arriba. Al mismo tiempo, los materiales permeables se van consolidando bajo la acción de los nuevos esfuerzos de filtración, hasta quedar totalmente consolidados para esas cargas. Entonces, para analizar los efectos de una falla rápida por corte, las condiciones del material impermeable podrán reproducirse aproximadamente en el laboratorio mediante pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas, efectuadas sobre especímenes saturados cuya relación de vacíos inicial sea igual a la del material en el momento en que sea colocado en el terraplén. En cuanto a los materiales permeables deberá seguirse el mismo criterio usado para condiciones iniciales de trabajo.

IV.4.2 CONDICIONES DE VACIADO RAPIDO

Al descender el nivel del agua en el almacenamiento, las zonas impermeables y semi-impermeables de la presa quedan saturadas y se inicia dentro de ellas un flujo descendente del agua. Esta nueva condición de flujo cambia los estados de esfuerzos existentes, pues el material que en su mayor parte se encontraba sumergido pasa a estar, en condición saturada, o cercana a la saturación, con lo que aumenta en forma importante su peso específico; por otra parte, las presiones en el agua se disipan lentamente por lo que el incremento de resistencia por aumento de presiones efectivas ocurre más despacio que el descenso del agua. El criterio que debe seguirse para determinar los valores de la resistencia al esfuerzo cortante, que se emplearán en el análisis, es el mismo que para el caso de las condiciones finales ya explicado.

Para que se presenten las condiciones del vaciado rápido, no es necesario que éste sea realmente "rápido", sino que basta con que el agua descienda más aprisa de lo que tardan en disiparse los excesos de presión neutral ocasionados precisamente por el descenso del agua en el almacenamiento.

IV.4.3 EFECTOS DE LOS SISMOS

El efecto de un sismo sobre la estabilidad de una cortina es muy difícil de valorar. Los sismos pueden ocasionar una disminución del factor de seguridad contra deslizamiento, al inducir esfuerzos alternados y repetidos que obren sobre la masa deslizante. Este hecho puede considerarse en forma simplista, en el Método Sueco, haciendo intervenir en el equilibrio de cada dovela, una fuerza horizontal actuando

en el centro de gravedad de la misma y cuya magnitud es el producto del peso de la dovela W y del coeficiente sísmico α definido como el cociente entre la aceleración horizontal máxima del sismo y la aceleración de la gravedad.

En la fig. IV.4 puede observarse una carta de zonificación sísmica de la República Mexicana, en la que se indican los valores del coeficiente sísmico α determinados con base en los tiempos de recurrencia de sismos en la República; los coeficientes sísmicos aquí anotados son los que comúnmente se emplean en los cálculos de estabilidad de taludes.

Aún cuando la fuerza de inercia αW actúa en el centro de gravedad de la dovela, es conveniente aplicar esta fuerza en la supuesta superficie de falla. Esta fuerza en la base de la dovela, para efectos de cálculo, induce a un error que no modifica en forma significativa los cálculos, por facilidad se admitirá, pero posteriormente se comentará con detalle.

La fuerza horizontal αW se descompone en una normal que disminuye a la componente normal del peso de la dovela, y en otra tangencial que aumenta el valor de la componente tangencial actuante en la base de la dovela, ver fig. IV.5.

La dirección del sismo se fija de antemano (como el proyectista crea más desfavorable, ya que no es posible decir cuál es más crítica, pues depende del círculo de falla y de la posición de cada dovela) y se respeta para todas las dovelas.

Considerando los efectos del sismo, la ecuación (1) se transforma a:

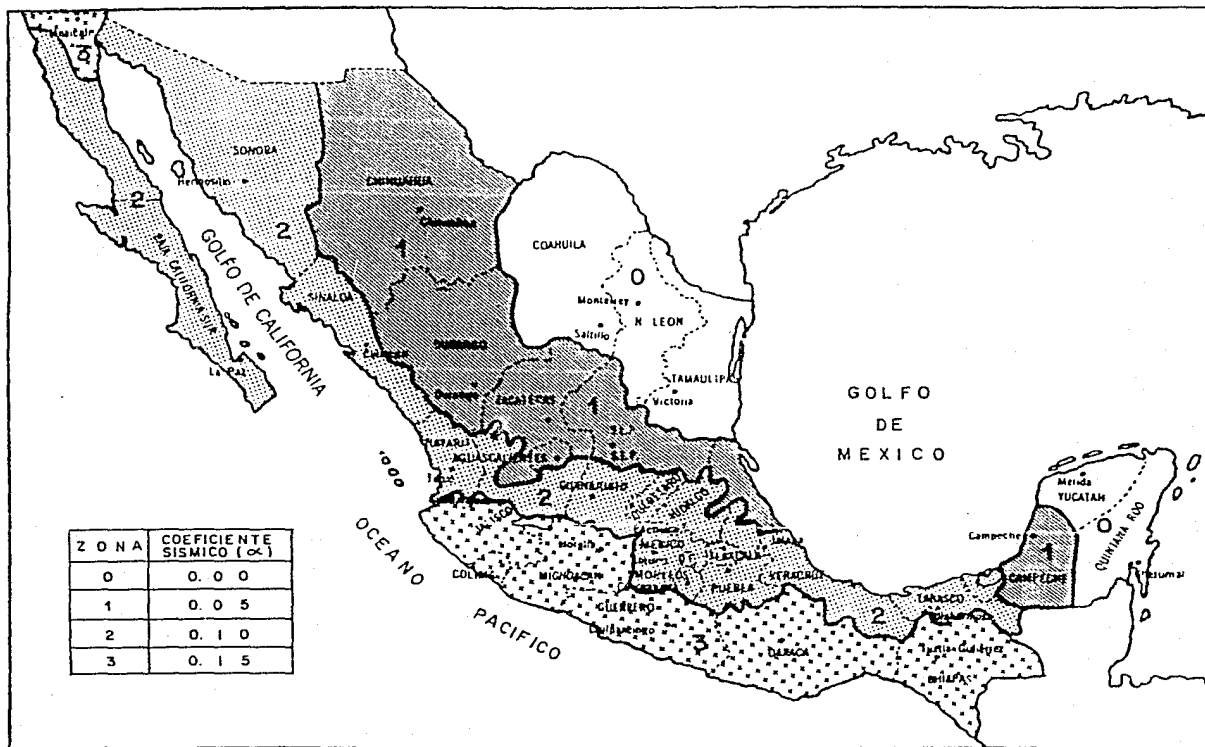


FIG. IV. 4 ZONIFICACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA.

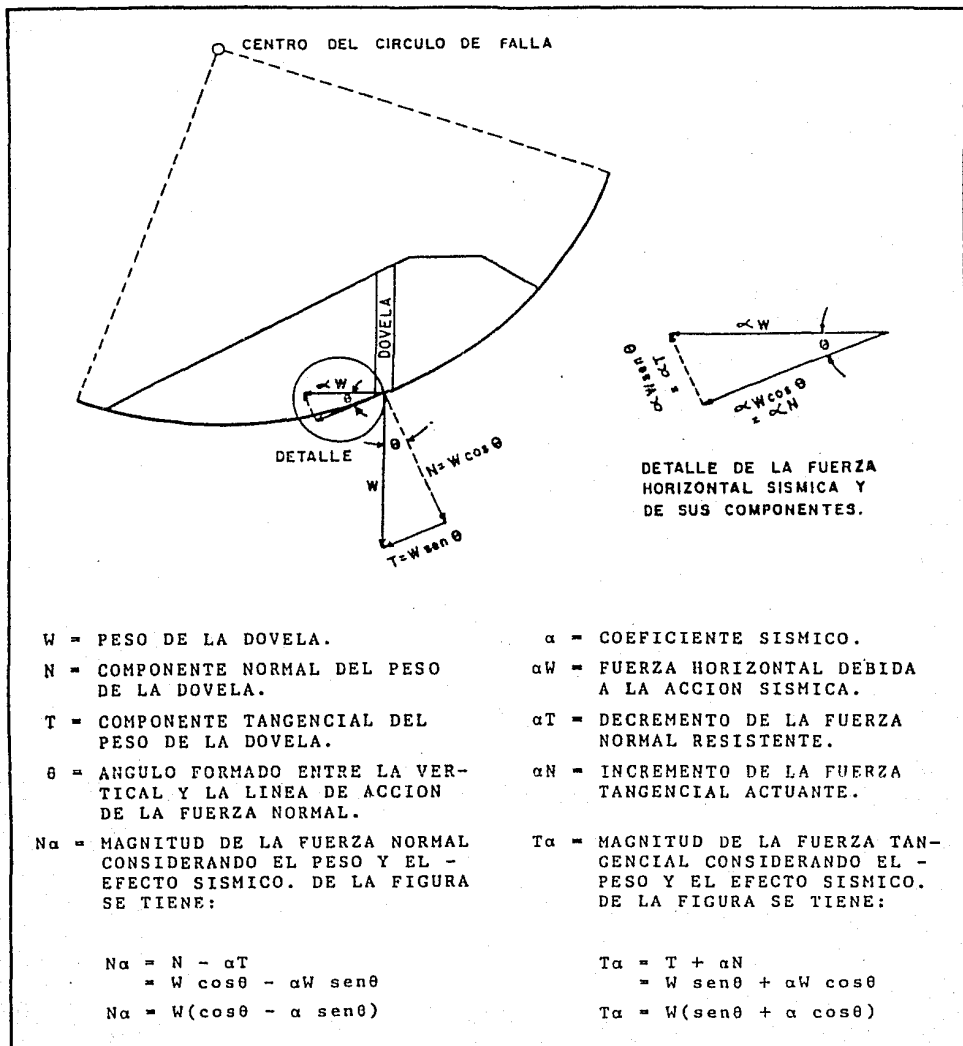


FIG. IV. 5 EFECTOS DEL SISMO.

$$FS = \frac{\sum (N_i - \alpha T_i) \tan \phi + c L}{\sum (T_i + \alpha N_i)} \quad \text{---} \quad \textcircled{2}$$

La expresión anterior no considera los efectos de las fuerzas de filtración, ni de la presión hidrostática. En IV.6.1 se describe un método gráfico para considerar los efectos de los sismos.

IV.4.4 EFECTOS DEL FLUJO EN LOS SUELOS

Para introducir el efecto del flujo en el corazón impermeable existen dos métodos gráficos que llegan al mismo resultado.

1. Emplear las fuerzas de filtración y el peso sumergido del material impermeable.
2. Emplear la subpresión y el peso total del material impermeable.

Las fuerzas producidas por el agua en movimiento dentro de un talud, modifican la estabilidad del mismo. El agua en movimiento ejerce una fuerza hidrodinámica sobre la fase sólida del suelo. El rozamiento entre el agua y el suelo origina una pérdida de carga a lo largo de una línea de corriente; a las fuerzas producidas por este efecto se le conocen como fuerzas de filtración.

Si el talud está sujeto a fuerzas de filtración, o a incrementos de carga que generen presiones en los fluidos de los poros, la ley de resistencia al esfuerzo cortante podrá expresarse como:

$$s = c + (\sigma - u_n) \tan \phi$$

donde σ es el esfuerzo normal total y u_n la presión neutral o presión de poro.

En este caso el factor de seguridad definido en la ecuación (1) se transforma a:

$$FS = \frac{\sum (N_i - U_i) \tan \phi + cL}{\sum T_i} \quad \text{---} \quad \textcircled{3}$$

La expresión anterior no considera los efectos de los sismos, ni de la presión hidrostática. En IV.6.2 se describe un método gráfico para la obtención de los efectos de las fuerzas de filtración, el cual se utilizará en los ejemplos de aplicación.

Se explicará a continuación, el segundo método y posteriormente como ya se mencionó, se describirá el empleo de las fuerzas de filtración.

En la fig. IV.6, se va a realizar el trazo del valor gráfico de la supresión para el caso de presa llena, analizándose el talud de aguas abajo.

Sobre una sección, en este caso únicamente con dos materiales para facilitar la explicación. En la parte correspondiente al corazón impermeable se trasladan las líneas equipotenciales de la red de flujo ya trazada con anterioridad y se traza además el círculo de falla de centro "o".

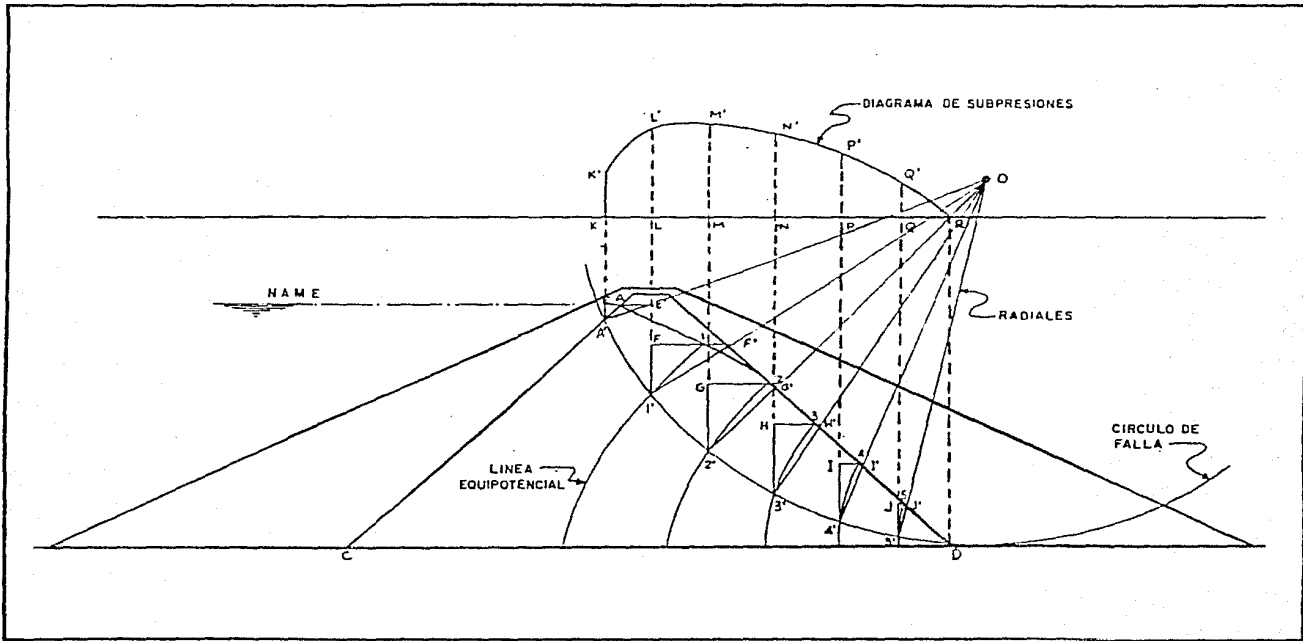


FIG. IV. 6 TRAZO DEL VALOR GRAFICO DE LA SUBPRESION.

En esta forma, tenemos que las equipotenciales A, 1, 2, 3, 4, 5 cortan al círculo de falla en A', 1', 2', 3', 4', 5', para los que existe un valor de carga de agua, correspondiente a las respectivas caídas de potencial, que se determinan gráficamente, haciendo que las verticales levantadas por estos puntos, se cortan con las horizontales que arrancan desde las caídas de potencial A, 1, 2, 3, 4, 5, determinando los puntos E, F, G, H, I, J, de manera que el valor de la carga de agua correspondiente a cada uno de los puntos en los que las equipotenciales cortaron al círculo de falla serán A'E, 1'F, 2'G, 3'H, 4'I, 5'J. Pero como en este caso interesa no el valor de la carga de agua, sino el de la subpresión hidrostática en el círculo de falla, este esfuerzo será normal al círculo, y componente de la altura representativa de la carga de agua, y para obtener su valor, trazaremos radiales a partir del centro "O", que pasando por cada uno de los puntos A', 1', 2', 3', 4', 5', han de cortar las prolongaciones de las horizontales EA, FI, G2, H3, I4, J5, en E', F', G', H', I', J', y en esta forma, habremos obtenido el valor de la subpresión sobre el círculo de falla, que para cada uno de los puntos en que las equipotenciales cortan el círculo será igual a A'E', I'F', 2'G', 3'H', 4'I', 5'J'.

En la horizontal trazada sobre la sección para el trazo del diagrama de subpresiones, se llevaron tantas divisiones como puntos en el círculo de falla ha sido cortado por las equipotenciales las que deberán coincidir con los mismos, y así habremos definido sobre dicha horizontal los puntos K, L, M, N, P, Q, R. A partir de estos puntos, y sobre sus respectivas verticales, hemos de llevar el valor de las respectivas subpresiones para el círculo de falla, y así KK' = A'E', LL' = I'F', MM' = 2'G', NN' = 3'H', PP' = 4'I', QQ' = 5'J', en R el valor de la subpresión es nulo. Así unimos los puntos KK'L'M'N'P'Q'R, se tendrá el diagrama de subpresiones corres

pendientes al caso de presa llena.

La superficie así determinada, nos dará el valor real de la subpresión, que será el que se utilice para la determinación definitiva del valor del factor de seguridad.

IV.4.5 EFECTOS DE LA PRESION HIDROSTATICA

Debe tomarse en cuenta el efecto producido por el empuje del agua en el talud de aguas arriba del corazón impermeable, ver fig. IV.7.

En donde N_e y T_e son los componentes normal y tangencial del empuje del agua respectivamente.

El empuje del agua se calcula como:

$$E = \frac{\gamma_w hc}{2}$$

donde: γ_w = peso específico del agua.
 h = altura del agua a partir del punto en que el círculo de falla intersecta al talud de agua arriba del material impermeable.
 c = distancia mostrada en la fig. IV.7.

El empuje del agua se considera aplicado en el tercio inferior del talud de aguas arriba del material impermeable, comprendido entre el círculo de falla y el nivel del agua. Con una dirección normal al talud se prolonga hasta cortar al

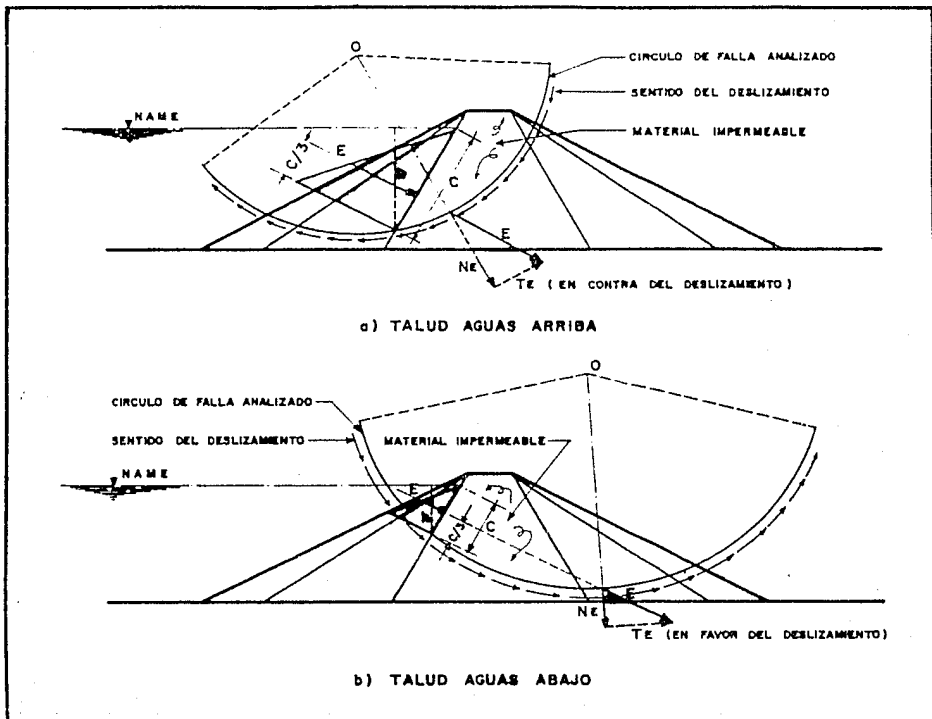


FIG. IV. 7 PROCEDIMIENTO PARA CONSIDERAR LOS EFECTOS DEL EMPUJE DEL AGUA.

círculo de falla. A partir de este punto, a escala, se dibuja el valor del empuje E y se descompone en una fuerza normal al círculo N_e y otra tangencial T_e . Tomando momentos con respecto al centro del círculo, la fuerza normal no tiene momento, sin embargo, la fuerza tangencial sí lo tiene y su valor se suma o se resta en el denominador de la expresión del factor

de seguridad.

En este caso el factor de seguridad definido en la ecuación (1) se transforma en dos fórmulas para calcular el factor de seguridad: una para el talud de aguas abajo y otra para el talud de aguas arriba.

Talud de aguas arriba.

$$FS = \frac{\sum N_i \tan \phi + c_i L}{\sum T - T_E}$$

Talud de aguas abajo.

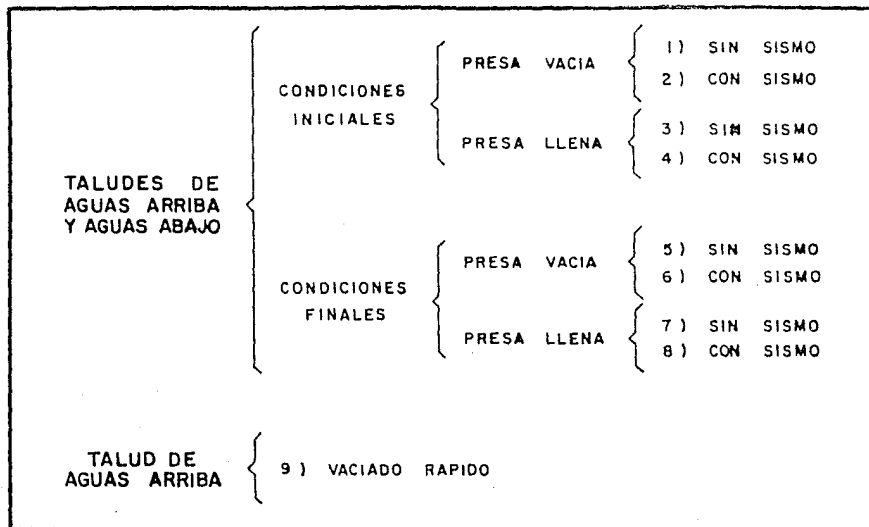
$$FS = \frac{\sum N_i \tan \phi + c_i L}{\sum T + T_E}$$

IV.5 CONDICIONES DE DISEÑO

La construcción de una presa se hace por etapas, durante éstas; es necesario la revisión de la estabilidad de sus taludes.

Los distintos casos que se acostumbra a analizar, son los que se indican al comienzo de la página 121.

A continuación se incluyen las diversas formas que toma la fórmula del Método Sueco para determinar el factor de seguridad en cada uno de los nueve casos considerados.



IV.5.1 CONDICIONES INICIALES; PRESA VACIA, SIN SISMO

Se revisan los taludes de aguas arriba y de aguas abajo. Los materiales permeables se consideran en estado seco y los impermeables en estado húmedo. El factor de seguridad se calcula con la siguiente fórmula:

$$FS = \frac{\sum N \tan \phi_i + c_i L}{\sum T}$$

donde N y T tienen el mismo significado descrito en la fig. IV.5 y ϕ_i y c_i son los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, en condiciones iniciales.

IV.5.2 CONDICIONES INICIALES; PRESA VACIA, CON SISMO

Se revisan ambos taludes, la única variación con el caso anterior, es que ahora intervendrán las fuerzas αT y αN producidas por el sismo.

$$FS = \frac{\Sigma(N - \alpha T) \tan \phi_i + c_i L}{\Sigma(T + \alpha N)}$$

Donde αT y αN fueron descritos en la fig. IV.5.

IV.5.3 CONDICIONES INICIALES; PRESA LLENA, SIN SISMO

Se revisan los taludes de aguas arriba y de aguas abajo. Los materiales permeables arriba del nivel del agua se consideran secos y sumergidos abajo de éste. El peso volu métrico del material impermeable se toma húmedo. Además debe tomarse en cuenta la componente T_e de la presión hidrostática que actúa en el paramento mojado, sin tomar en cuenta los efectos de las fuerzas de filtración.

En este caso se consideran dos fórmulas para calcular el factor de seguridad.

1. Talud de aguas arriba:

$$FS = \frac{\Sigma N \tan \phi_i + c_i L}{\Sigma T - T_e}$$

2. Talud de aguas abajo:

$$FS = \frac{\sum N \tan \phi_i + c_i L}{\sum T + T_E}$$

IV.5.4 CONDICIONES INICIALES; PRESA LLENA, CON SISMO

La única diferencia con el caso anterior es que ahora deberán tomarse en cuenta los efectos del sismo. Las fórmulas por emplear para calcular el factor de seguridad son:

1.- Talud de aguas arriba:

$$FS = \frac{\sum (N - \alpha T) \tan \phi_i + c_i L}{\sum (T + \alpha N) - T_E}$$

2.- Talud de aguas abajo:

$$FS = \frac{\sum (N - \alpha T) \tan \phi_i + c_i L}{\sum (T + \alpha N) + T_E}$$

IV.5.5 CONDICIONES FINALES; PRESA VACIA, SIN SISMO

Se revisan los taludes de aguas arriba y de aguas abajo. La diferencia de este caso con el caso IV.5.1, es que ahora se usarán los valores para condiciones finales de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales ϕ_f y C_f . El nivel del agua se considera al nivel de la obra de toma.

Cuando se tenga una cortina después de muchos años de construida, en los que el material impermeable adquiera las condiciones finales y que por alguna razón el agua en el vaso no sobrepase el nivel de la obra de toma, debe efectuarse este análisis.

El factor de seguridad para ambos taludes se calcula con la fórmula

$$FS = \frac{\sum N \tan \phi_f + c_f L}{\sum T}$$

IV.5.6 CONDICIONES FINALES; PRESA VACIA, CON SISMO

Se revisan los taludes de aguas arriba y aguas abajo. El factor de seguridad se calcula con la misma fórmula del caso anterior, pero haciendo intervenir las fuerzas producidas por el sismo.

$$FS = \frac{\sum (N - \alpha T) \tan \phi_f + c_f L}{\sum (T + \alpha N)}$$

IV.5.7 CONDICIONES FINALES; PRESA LLENA, SIN SISMO

Se revisan los taludes de aguas arriba y de aguas abajo. En este caso se deben considerar los diferentes pesos volumétricos tanto del material impermeable como de los permeables, sólo que ahora en lugar de ser obra de toma es presa llena. Se debe tomar el efecto de la presión de poro, obtenida de la red de flujo. Las fórmulas usadas para obtener el

factor de seguridad son las siguientes:

1.- Talud de aguas arriba:

$$FS = \frac{\Sigma(N-U)\tan\phi_r + c_r L}{\Sigma T - T_E}$$

2.- Talud de aguas abajo:

$$FS = \frac{\Sigma(N-U)\tan\phi_r + c_r L}{\Sigma T + T_E}$$

IV.5.8 CONDICIONES FINALES; PRESA LLENA, CON SISMO

Es el mismo caso anterior, pero tomando en cuenta los efectos producidos por el sismo.

1.- Talud de aguas arriba:

$$FS = \frac{\Sigma(N-U-\alpha T)\tan\phi_r + c_r L}{\Sigma(T+\alpha N) - T_E}$$

2.- Talud de aguas abajo:

$$FS = \frac{\Sigma(N-U-\alpha T)\tan\phi_r + c_r L}{\Sigma(T+\alpha N) + T_E}$$

IV.5.9 VACIADO RAPIDO

Este caso generalmente se presenta en presas de control de avenidas y de generación. En esta condición el nivel superior del agua almacenada se ha mantenido por un tiempo suficiente para saturar el material del núcleo impermeable. Posteriormente se hace descender el nivel en un tiempo relativamente corto.

Para el análisis del vaciado rápido hay que trazar la red de flujo correspondiente a esta condición.

La fórmula para calcular el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\sum (N-U) \tan \phi_r + c_r L}{\sum T}$$

IV.6 PROCEDIMIENTO GRAFICO DE APLICACION DEL METODO SUECO A UNA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS

El Método Sueco puede aplicarse gráficamente mediante el procedimiento de elegir "DOVELAS DE ANCHO DIFERENCIAL", en puntos convenientes del círculo de falla supuesto, tal como se ilustra en la figura IV.8.

Considérese una dovela de ancho de cuyo peso es dW se descompone este peso en una fuerza normal y otra tangencial a la superficie de falla, se obtienen las fuerzas dN y dT actuantes en la base de la dovela. De acuerdo con lo visto en IV.3.2 el factor de seguridad de la dovela considerada,

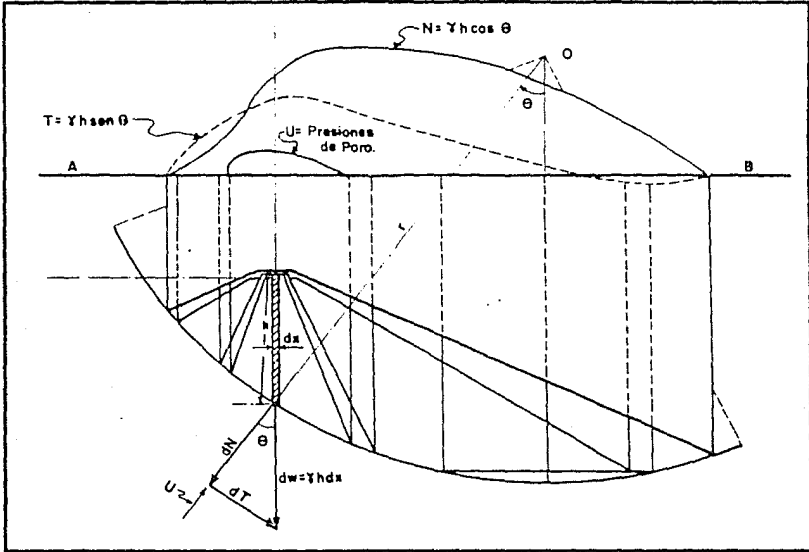


FIG. IV. 8 PROCEDIMIENTO GRAFICO DE APLICACION DEL METODO SUECO.

puede expresarse por:

$$FS_i = \frac{s_i dL_i}{T_i}$$

Tratándose de un material cohesivo friccionante, se puede escribir:

$$FS_i = \frac{(\sigma_i \tan \phi + c) dL_i}{T_i} \quad ; \quad FS_i = \frac{\sigma_i \tan \phi dL_i + c dL_i}{T_i} \quad \text{---IV.6.1}$$

En donde

$$\sigma_i = \frac{dN_i}{dL_i} ; \quad T_i = \frac{dT_i}{dL_i}$$

De la figura IV.8 se tiene:

$$dN_i = \gamma h \cos \theta \, dx - u \, dL_i ; \quad dT_i = \gamma h \operatorname{sen} \theta \, dx$$

Por lo tanto

$$\sigma_i = \frac{\gamma h \cos \theta \, dx - u \, dL_i}{dL_i} ; \quad T_i = \frac{\gamma h \operatorname{sen} \theta \, dx}{dL_i}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación

IV.6.1

$$FS_i = \frac{(\gamma h \cos \theta \, dx - u \, dL_i) \tan \phi + c \, dL_i}{\gamma h \operatorname{sen} \alpha \, dx}$$

Entonces el factor de seguridad de la masa deslizante, valdrá:

$$FS = \frac{(\int_0^x \gamma h \cos \theta \, dx - \int_0^x u \, dL) \tan \phi + cL}{\int_0^x \gamma h \operatorname{sen} \alpha \, dx}$$

Las integrales de primer grado que aparecen en la ecuación anterior, pueden representarse gráficamente por áreas, las cuales podrán medirse con un planímetro o integrarse por incrementos finitos.

Para resolver gráficamente la ecuación anterior se sigue el siguiente procedimiento:

1.- Elijase un número arbitrario de puntos, a lo largo del probable círculo de falla, procurando escoger aquellos cuya vertical pase por el cambio de pendiente en el talud o por los puntos donde cambia el material o se intercepte la línea de saturación. Es conveniente elegir siempre el punto por donde pasa la vertical trazada por el centro del círculo de falla.

2.- Por cada uno de los puntos elegidos, trácese la vertical hasta interceptar al talud y a la línea horizontal AB (fig. IV.8).

3.- A escala determínese la altura h de material comprendido entre el talud y el círculo de falla; para cada punto multiplíquese, esta altura, por el peso volumétrico para obtener γh pudiendo estar γh formado de varias partes cuando haya diferentes materiales con distintos pesos volumétricos. El valor de γh será la suma de los valores individuales de cada uno de los materiales que se encuentren en la línea vertical que pasa por el punto en cuestión. Llévase en cada punto elegido, a una escala determinada, el valor γh correspondiente y descompóngase en una componente normal y otra tangencial al círculo.

4.- Teniendo a escala $\gamma h \cos \alpha$ y $\gamma h \sin \alpha$ represéntese gráficamente normales a la línea horizontal AB, en la proyección del punto correspondiente. Uniendo los extremos de todos los valores, así representados, se determinarán las curvas $N = \gamma h \cos \alpha$, $T = \gamma h \sin \alpha$, áreas comprendidas entre estas curvas y la línea AB equivaldrán a las integrales:

$$\int_0^x \gamma h \cos \theta \, dx \quad ; \quad \int_0^x h \operatorname{sene} \theta \, dx$$

que aparecen en la última ecuación. De igual manera puede hacerse un diagrama de las presiones de poro, calculadas para cada punto, a partir de la línea de saturación, previo trazo de la red de flujo, obteniéndose el área que representa a la integral

$$\int_0^x u \, dx$$

que puede sustituir a

$$\int_0^L u \, dL$$

sin gran error.

5.- Mídanse, con un planímetro, todas las áreas bajo cada una de las curvas y se obtendrán los valores de las integrales de la última ecuación. El término cL es el producto de la cohesión por la longitud total de la línea de falla, medida gráficamente sobre el dibujo. Sustituyendo estos valores en la ecuación mencionada, se puede calcular el factor de seguridad para el círculo analizado.

IV.6.1 METODO GRAFICO PARA CONSIDERAR LOS EFECTOS DE LOS SISMOS

Los esfuerzos normales y tangenciales descritos an-

teriormente se modifican por el efecto del sismo, mismo que se puede obtener gráficamente.

Se traza a una escala determinada un segmento vertical \overline{AB} de 10 unidades de magnitud que representa el valor de $W = \gamma h$, ver fig. IV.9.

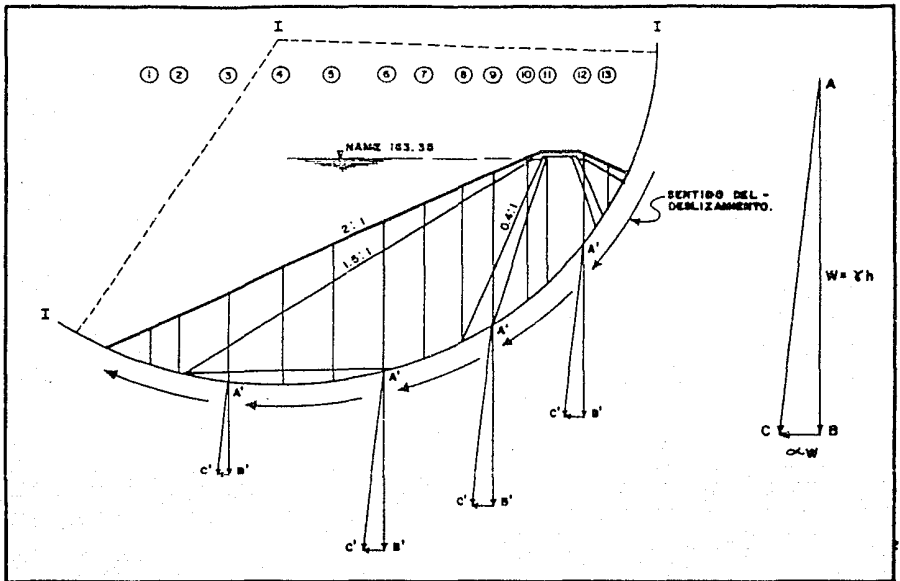


FIG. IV. 9 PROCEDIMIENTO GRAFICO DE LOS EFECTOS DEL SISMO

Por el extremo B se dirige una horizontal siempre en el sentido del deslizamiento del círculo de falla y cuya magnitud es el producto del peso de la dovela diferencial W y del coeficiente sísmico α . Supongamos que $\alpha = 010g$, en-

tonces este segmento horizontal \overline{AC} medirá una unidad y será la magnitud equivalente al efecto sísmico.

A continuación, y ya graficados anteriormente los pesos W , por ejemplo para las dovelas 3,6,9 y 12, se trazan paralelas a las direcciones definidas \overline{AC} y \overline{BD} por los puntos A' y B' respectivamente.

En esta forma se habrá encontrado gráficamente las resultantes $\overline{A'C'}$ para cada dovela, mismas que posteriormente se descompondrán en dos fuerzas: una normal y otra tangencial. Esto se verá con más detalle en el Capítulo V.

Aun cuando la fuerza de intercia αW actúa a la mitad de la altura de la dovela, es conveniente aplicar esta fuerza en la supuesta superficie de falla; lo anterior induce a un error que no modifica en forma significativa los cálculos. Por facilidad se admitirá; pero, a continuación se comentará con más detalle.

IV.6.1.1 CORRECCION POR $T'\alpha$

La fuerza sísmica αW debe considerarse en el centro de gravedad de la dovela diferencial, pero nos interesa conocer su efecto en la superficie de deslizamiento, pues ahí es donde se han considerado los pesos W de cada una de las dovelas.

Por ello, se transportará a la base de la dovela considerada mediante la aplicación de un par cuya magnitud es

$\alpha W d$, observando que se trata de un momento que se opone al deslizamiento. Ver fig. IV.10

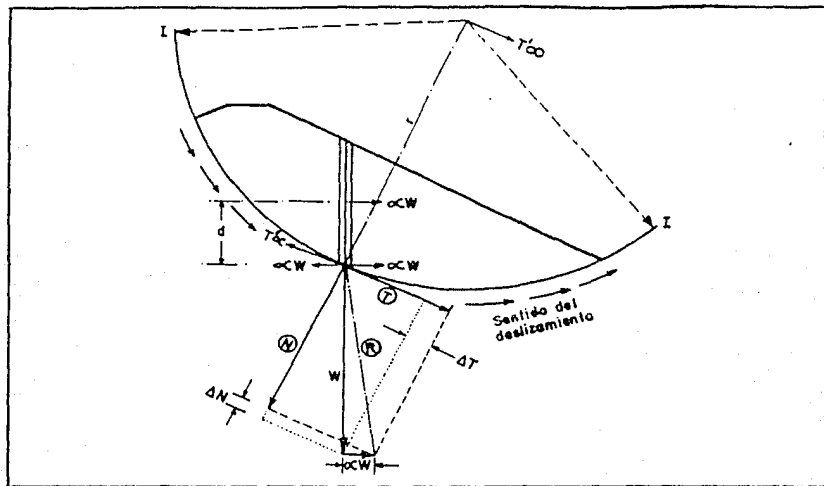


FIG. IV. 10 CORRECCION POR T'_{α}

Este momento a su vez, puede descomponerse en un par formado por una fuerza tangencial T'_{α} al círculo de falla y otra fuerza igual que obre en el centro del círculo. Por lo tanto se tiene:

$$\alpha W d = T'_{\alpha} r$$

Despejando la fuerza horizontal T'_{α} :

$$T'_{\alpha} = \frac{\alpha W d}{r}$$

En la fig. IV.10 se observa que la fuerza horizontal $T'\alpha$ que obra en la base de la dovela se opone al deslizamiento, es decir es favorable, debiéndose restar a las tangenciales que actúan a favor del mismo dentro del proceso gráfico.

En el Capítulo V se ejemplificará lo anterior con un ejercicio numérico.

IV.6.2 PROCEDIMIENTO GRAFICO PARA LA OBTENCION DE LAS FUERZAS DE FILTRACION

Como se había mencionado en IV.4.4, para introducir el flujo en un suelo existe otra forma, que es emplear las fuerzas de filtración y el peso sumergido del suelo.

En la fig. IV.11 se muestran las redes de flujo para las condiciones de presa llena y de vaciado rápido parcial.

Como se observa, se han trazado las fuerzas de filtración en cada tubo de la red de flujo, posteriormente se suman vectorialmente por cualquiera de los métodos gráficos: paralelogramo, polígono funicular. Conviene este último método pues se obtiene directamente la fuerza resultante y su punto de aplicación.

Si se tiene, por ejemplo, la red de flujo para la condición de vaciado rápido parcial. Ver fig. IV.12.

En este caso se tienen cuatro fuerzas de filtración FF_1 , FF_2 , FF_3 , FF_4 , las cuales se colocan una a continuación

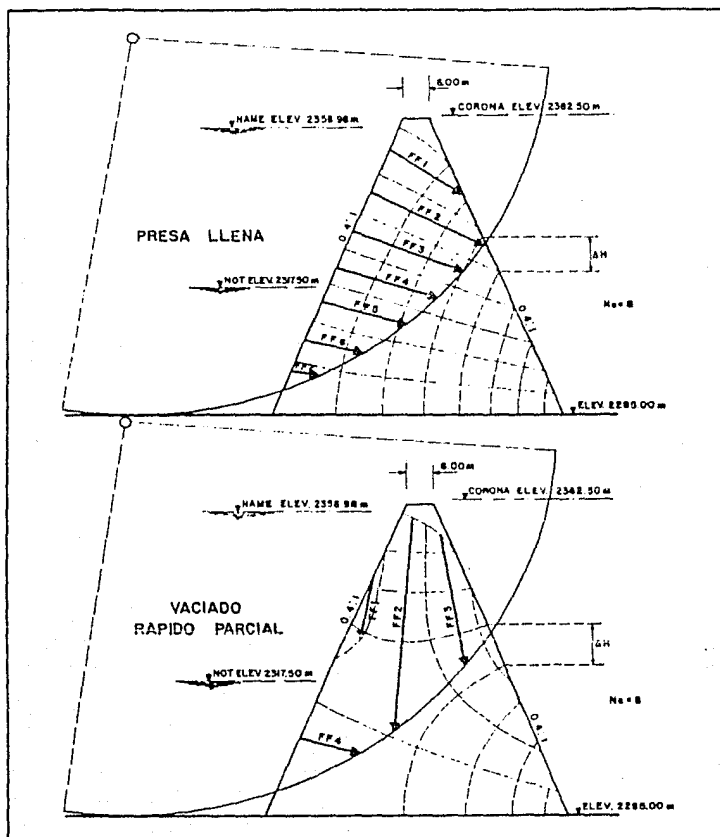


FIG. IV.11 REDES DE FLUJO Y FUERZAS DE FILTRACION

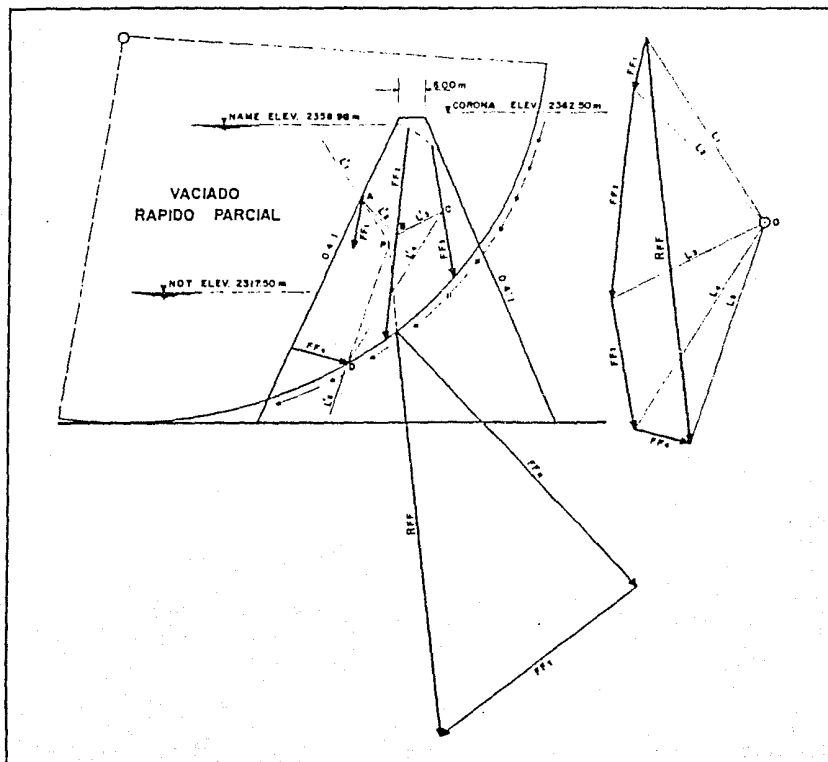


FIG. IV.12 CALCULO DE LA RESULTANTE Y PUNTO DE APLICACION DE LA FUERZA DE FILTRACION PARA LA CONDICION DE VACIADO RAPIDO PARCIAL

de otra conservando su magnitud, direcci3n y sentido. Se obtiene su resultante RFF uniendo el inicio de la primera fuerza con el final de la 3ltima. En esta forma se ha obtenido la magnitud y sentido de la resultante, faltando 3nicamente un punto de su l3nea de acci3n. Para su obtenci3n, se elige

arbitrariamente un polo "o" y se trazan los rayos L_1 , L_2 , L_3 , L_4 , y L_5 .

A continuación y sobre la red de flujo se traza el rayo L'_1 paralelo al rayo L_1 , hasta cortar a la fuerza FF_1 en cualquier punto de su línea de acción, definiendo así el punto A. De igual manera se obtienen los puntos B, C y D. A partir del punto D se traza el rayo L'_5 . Por último, se prolongan los rayos L'_1 y L'_5 , por cuya intersección (punto P) pasará la línea de acción de la resultante R_{FF} .

Hasta este momento, se ha considerado a la fuerza de filtración como tal, sin embargo, para que se produzcan, deben existir diferencias de carga o de potencial, y tomando en cuenta la definición de la fuerza de filtración, se deberá afectar, a la fuerza calculada hasta el momento, por la pérdida de carga ΔH , es decir, se multiplica la magnitud calculada por ΔH .

Una vez calculada la magnitud y el punto de aplicación de la fuerza, se translada al círculo de falla y se descompone en una fuerza normal y en otra tangente al mismo, como se observa en la fig. IV.12.

Tomando momentos con respecto al centro de círculo, la fuerza normal no tiene momento; sin embargo, la fuerza tangencial sí lo tiene, y su efecto en este caso contribuye a provocar el deslizamiento. Las fuerzas de filtración, modifican la expresión del factor de seguridad de la siguiente manera:

$$F.S. = \frac{\Sigma N \tan \phi + cL}{\Sigma T + FF}$$

Es importante reafirmar que, ya que se están emplean

do las fuerzas de filtración y el peso sumergido del suelo, no se deberá considerar en estas condiciones la carga de presión hidrostática.

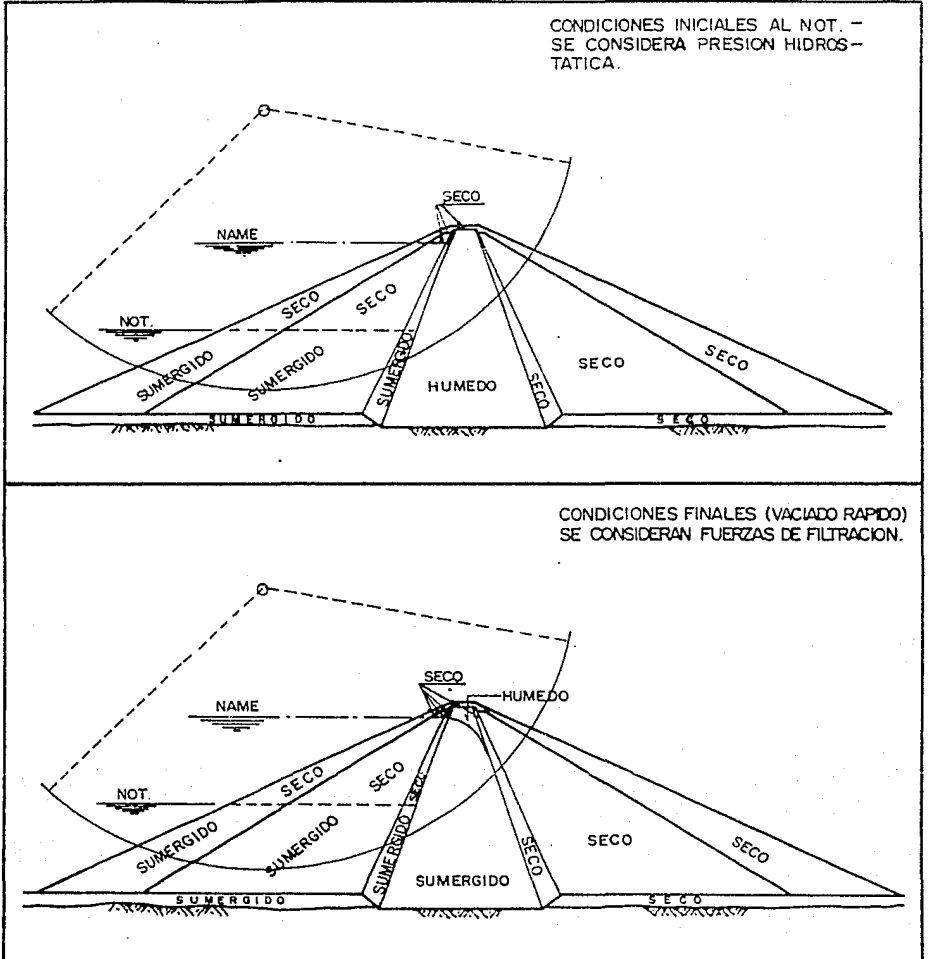
En el Capítulo V se realizará un ejemplo empleando las fuerzas de filtración.

IV.6.3 VALORES QUE DEBEN DARSE A LOS PESOS VOLUMETRICOS DE LOS DIFERENTES MATERIALES EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD

Para efectuar los análisis en las diferentes condiciones de diseño (inciso IV.5), además de tener en cuenta las propiedades mecánicas del material impermeable en condiciones iniciales y finales, se tomarán los pesos volumétricos mostrados en las figs. IV.13 y IV.14.

IV.6.4 TABLA DE FACTORES DE SEGURIDAD SEGUN NORMAS DE LA S.A.R.H.

En la fig. IV.15 se muestran las Normas de Diseño de Presas de Tierra de la S.A.R.H. para gradientes máximos permisibles y factores mínimos de seguridad empleando el método de las dovelas diferenciales, tanto para el talud de aguas arriba y aguas abajo, cada una, en condiciones iniciales y finales.



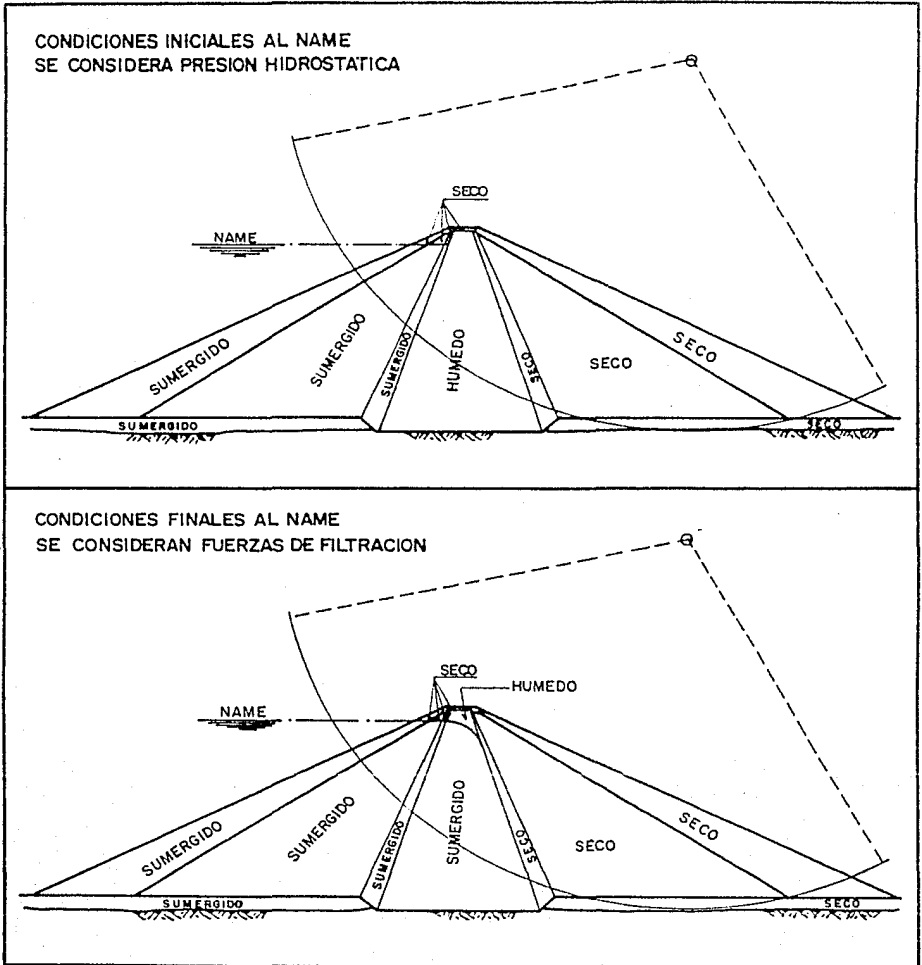


FIG. IV.14 CONSIDERACIONES DE LOS MATERIALES PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD EN EL TALUD DE AGUAS ABAJO

NORMAS DE DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA (S. A. R. H.)

Gradientes máximas permisibles

Para	$10^{-4} > k > 10^{-6}$	1.5
Para	$k < 10^{-6}$	2.0

TABLA DE FACTORES DE SEGURIDAD

Análisis de Estabilidad con Círculos de Deslizamiento

Talud Aguas Arriba F. S.

Condiciones:

Iniciales:	$k > 10^{-6}$	agua al nivel de toma	1.10
	$k < 10^{-6}$	agua al nivel de toma	1.20
		llenado rápido	1.30
		llenado lento (solo para $k < 10^{-7}$)	1.40*
		Tembor con agua al nivel de la toma $k > 10^{-6}$	1.00
		agua al nivel de la toma $k < 10^{-6}$	1.10
Finales:		Vaciado rápido (solo para almacenamiento prolongado)	1.25*
		Llenado lento	1.45*
		Tembor con agua al nivel de la toma	1.25

Talud Aguas Abajo

Condiciones:

Iniciales:	$k > 10^{-6}$	agua al nivel de toma	1.25
	$k < 10^{-6}$	agua al nivel de toma	1.35
		Tembor y llenado rápido (solo para $k < 10^{-6}$)	1.15
Finales:		Llenado lento	1.45*
		Tembor con llenado lento	1.30*

NOTA: - Cuando el corazón impermeable quede entre taludes menores de 0.5:1, se considerará dentro de la condición $k > 10^{-6}$

Factor de Seguridad para cualquier otro método de análisis.	1.50
---	------

* Deben considerarse las fuerzas de filtración.

FIG. IV.15 NORMAS DE DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA

CAPITULO V

EJEMPLOS DE APLICACION

En este capítulo se presentan tres ejemplos que, en forma detallada, describen el procedimiento de análisis de estabilidad de taludes en condiciones diferentes de trabajo.

En el primer ejemplo se considera el análisis en condiciones iniciales, presa llena y con sismo para el talud de aguas abajo. Las figs. V.I.1 a V.I.4 presentan las características generales de la cortina, la superficie potencial de deslizamiento y las propiedades de los materiales que la constituyen. Las figs. V.I.5 a V.I.8 muestran la definición de dovelas y la obtención analítica y gráfica de los pesos respectivos. Las figs. V.I.9 a V.I.12 describen el procedimiento para la obtención de las fuerzas normales y tangenciales, considerando el efecto sísmico. En las figs. V.I.13, V.I.14 y V.I.15 se obtienen los diagramas de fuerzas normales y tangenciales. La fig. V.I.16 presenta el cálculo gráfico de la presión hidrostática y, finalmente, en la fig. V.I.17 se obtiene el valor del factor de seguridad.

En el segundo ejemplo se analiza un círculo de falla también en el talud de aguas abajo, en condiciones finales, presa llena y con sismo. En la fig. V.II se muestra la obtención de las diferentes áreas de los diagramas de fuerzas normales y tangenciales por medio del planímetro, definiendo pre-

viamente el factor de escala. Por último se incluye el procedimiento para determinar la fuerza de filtración y la corrección por $t' \alpha$. En el cálculo del factor de seguridad se indica la forma en que intervienen todos los conceptos anteriores.

Finalmente, en la fig. V.III se presenta el tercer ejemplo de aplicación, el cual considera el análisis en condiciones finales, vaciado rápido, sin sismo para el talud de aguas arriba. En esta figura se indica todo lo necesario para el cálculo del factor de seguridad.

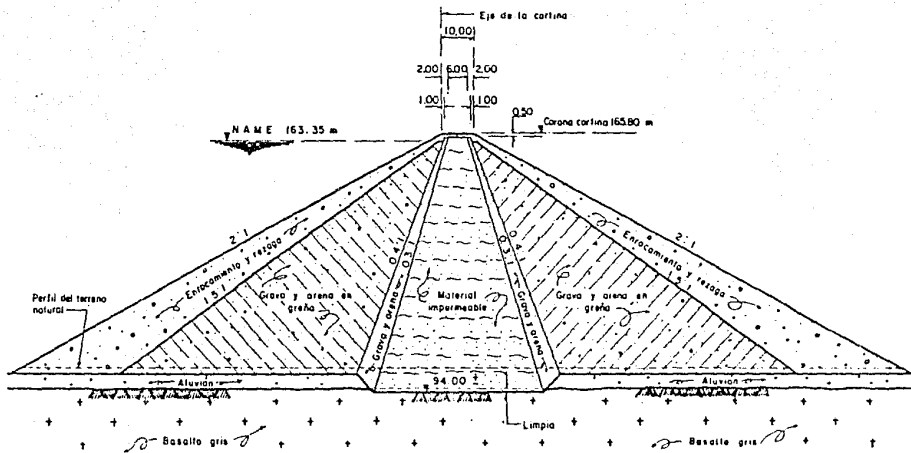


FIG. V.1.1 SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

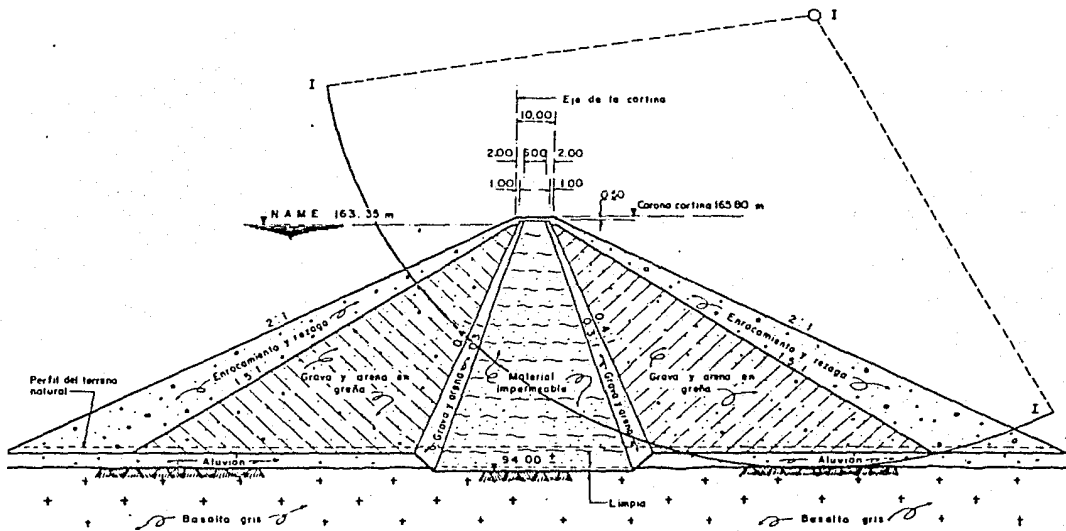


FIG. V.1.2. SUPERFICIE POTENCIAL DE FALLA PROPUESTA

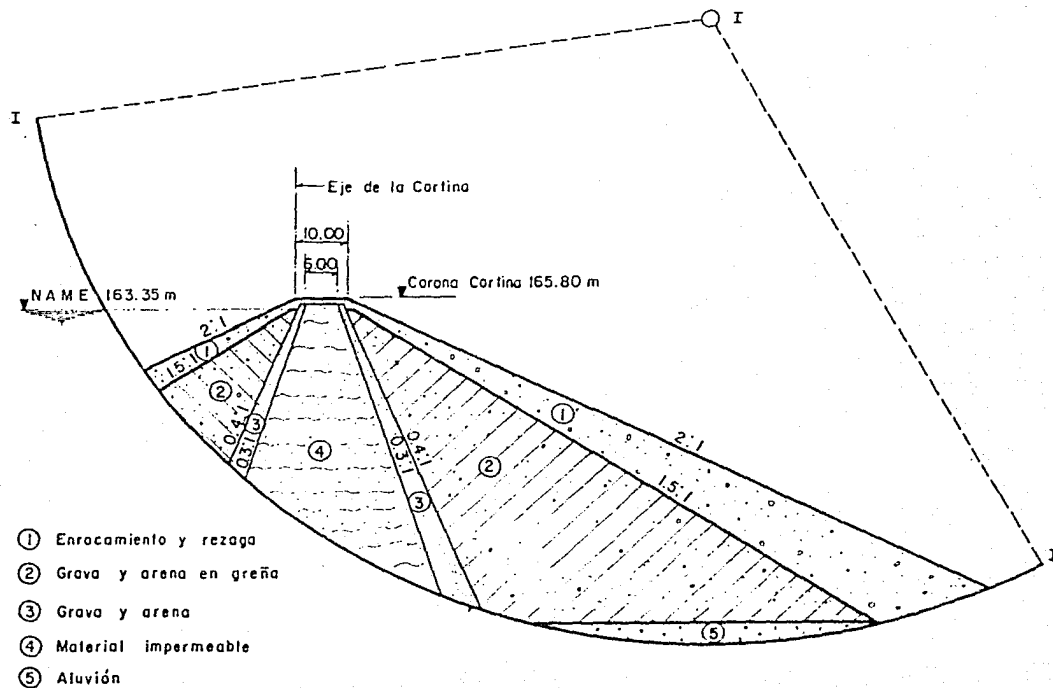


FIG. V.1.3 AISLAMIENTO DE LA PARTE QUE POTENCIALMENTE TIENDE A DESLIZAR

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

Procedencia: Fecha: Formulo:

C O N C E P T O		ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4	ZONA 5	
		ENROCAMIENTO Y REZAGA	GRAVA Y ARENA EN GRAERA	GRAVA Y ARENA	MATERIAL IMPERMEABLE	ALUVION	
PROCTOR	Densidad						
	Peso vol. seco ton/m ³						
	Humedad %						
	Peso vol. húmedo ton/m ³						
	Peso vol. saturado ton/m ³						
Relación de vacíos							
PRUEBA RAPIDA	Peso vol. seco ton/m ³	1.550	1.916	1.920	1.420	1.800	
	Humedad %						
	Peso vol. húmedo ton/m ³	1.990	2.045	2.200	1.850	2.300	
	Peso vol. saturado ton/m ³	1.900	2.167	2.200	1.860	2.300	
	Relación de vacíos						
	Compactación %						
	Grado de saturación %						
Angulo de fricción interna		45°	40°	37°	0°	38°	
Cohesión ton/m ²		0	0	0	5	0	
PRUEBA RAPIDA CONSOLIDADA	Peso vol. seco ton/m ³	1.550	1.916	1.920	1.400	1.800	
	Humedad %						
	Peso vol. húmedo ton/m ³	1.990	2.045	2.200	1.850	2.300	
	Peso vol. saturado ton/m ³	1.900	2.167	2.200	1.850	2.300	
	Relación de vacíos						
	Compactación %						
	Grado de saturación %						
	Angulo de fricción interna		45°	40°	37°	10°	38°
Cohesión ton/m ²		0	0	0	2	0	
Permeabilidad cm/seg.							

FIG. V.1.4 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

DOVELA	ALTURA PARCIAL (m)	PESO VOLUMETRICO (ton/m ³)	PESO PARCIAL Wp = hF (ton)	PESO TOTAL DOVELA Wt = ΣWp (ton)
5	2.00	1.550	3.10	72.45
	3.00	1.167	3.50	
	4.00	1.200	4.80	
	33.00	1.850	61.05	
11	6.00	1.550	9.30	89.77
	42.00	1.916	80.47	
12	6.00	1.550	12.40	81.14
	34.00	1.916	65.14	
	2.00	1.800	3.60	

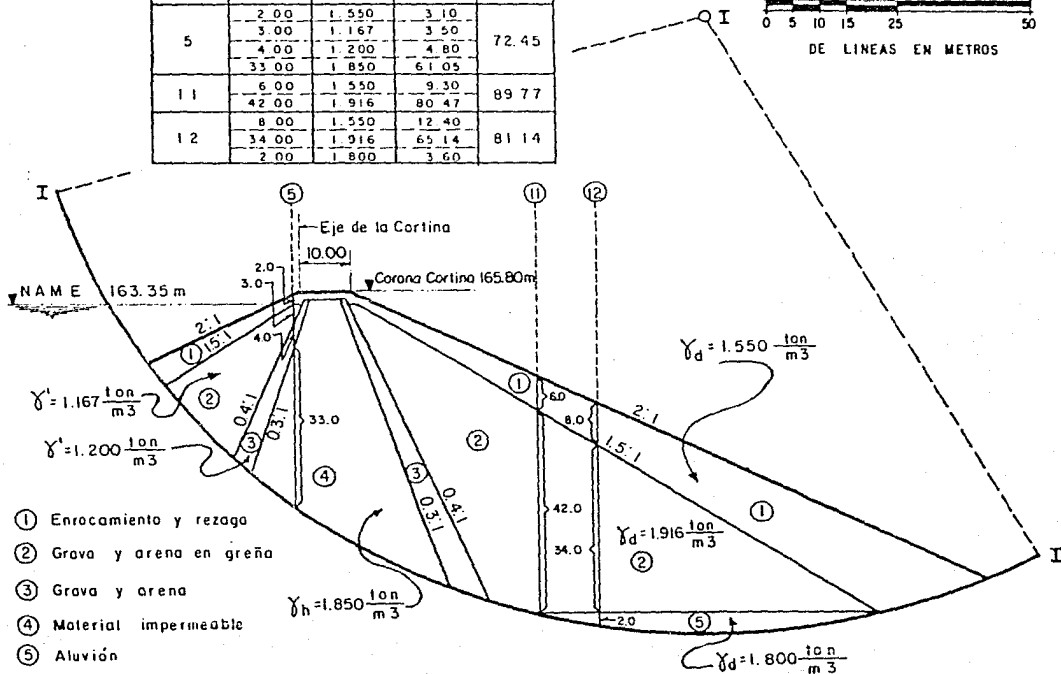
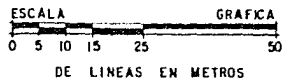


FIG. V.1.6 OBTENCION DE LOS PESOS DE LAS DOVELAS 5, 11 Y 12

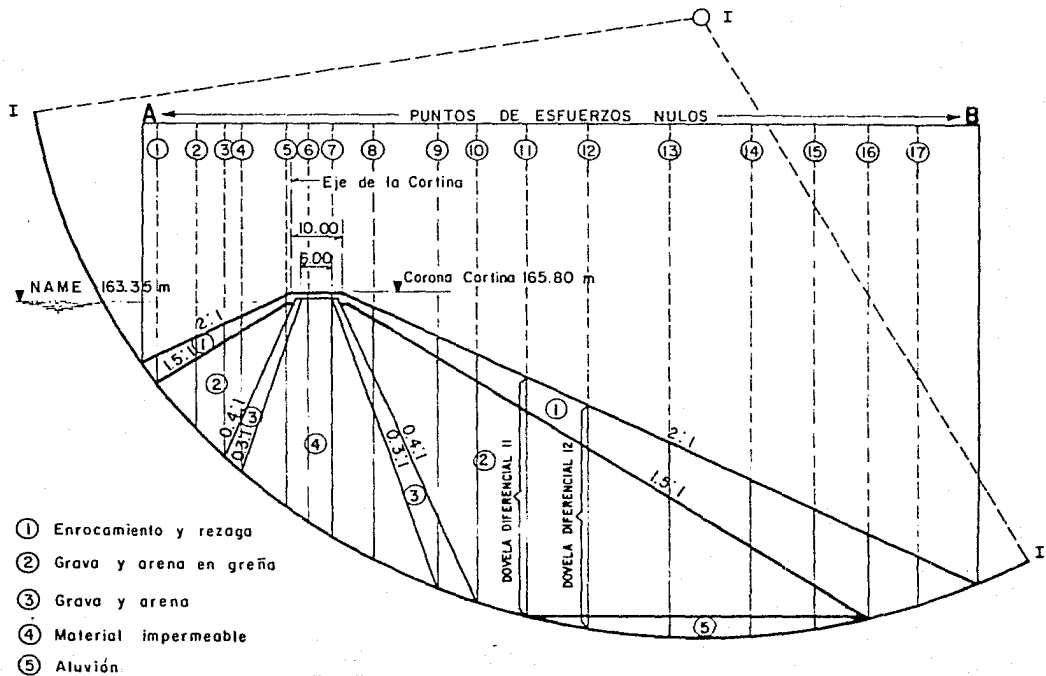
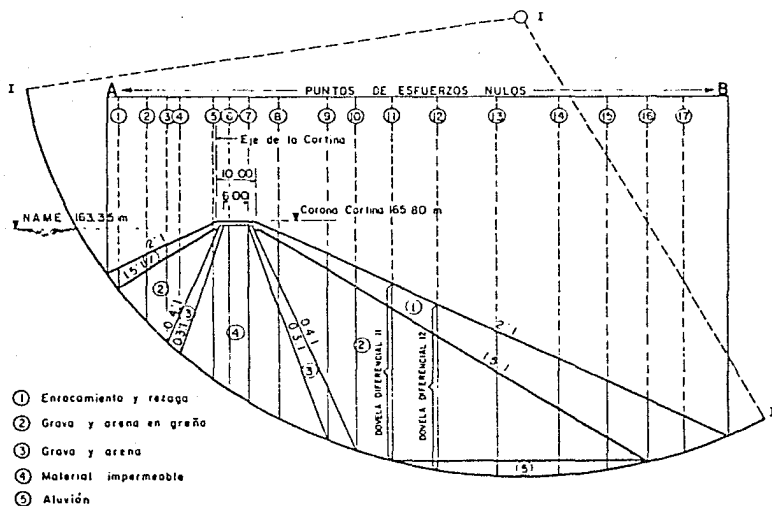
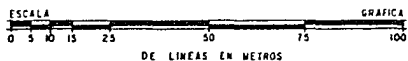


FIG. V.1.5 DEFINICION DE LAS DOVELAS DIFERENCIALES



DOVELA	ALTURA PARCIAL	PESO VOLUMETRICO	PESO PARCIAL	PESO TOTAL DOVELA
No.	h (m)	γ (ton/m ³)	$Wp+h\gamma$ (ton)	$Wt+Wp$ (ton)
1	5.00	0.900	4.50	4.50
2	4.00	0.900	3.60	18.77
	13.00	1.167	15.17	
3	3.00	0.900	2.70	29.54
	23.00	1.167	26.84	
4	2.00	0.900	1.80	34.81
	18.00	1.167	21.01	
	10.00	1.200	12.00	
	2.00	1.550	3.10	
5	3.00	1.167	3.50	72.45
	4.00	1.200	4.80	
	35.00	1.850	61.05	
6	0.50	1.550	0.78	85.88
	46.00	1.850	85.10	
7	0.50	1.550	0.78	91.43
	49.00	1.850	90.65	
8	2.00	1.550	3.10	91.20
	11.00	1.916	21.08	
	6.00	1.920	11.52	
	30.00	1.850	55.50	
9	4.00	1.550	6.20	96.31
	33.00	1.916	63.25	
	14.00	1.920	26.88	
10	5.00	1.550	7.75	93.97
	45.00	1.916	86.22	
11	6.00	1.550	9.30	89.77
	42.00	1.916	80.47	
	8.00	1.550	12.40	
12	34.00	1.916	65.14	81.14
	2.00	1.800	3.60	
13	11.00	1.550	17.05	70.23
	24.00	1.916	45.98	
	4.00	1.800	7.20	
14	13.00	1.550	20.15	54.17
	14.00	1.916	26.82	
	4.00	1.800	7.20	
15	15.00	1.550	23.25	38.35
	6.00	1.916	11.50	
	2.00	1.800	3.60	
16	17.00	1.550	26.35	26.35
17	9.00	1.550	13.95	13.95

FIG. V.1.7 OBTENCION DEL PESO DE TODAS LAS DOVELAS

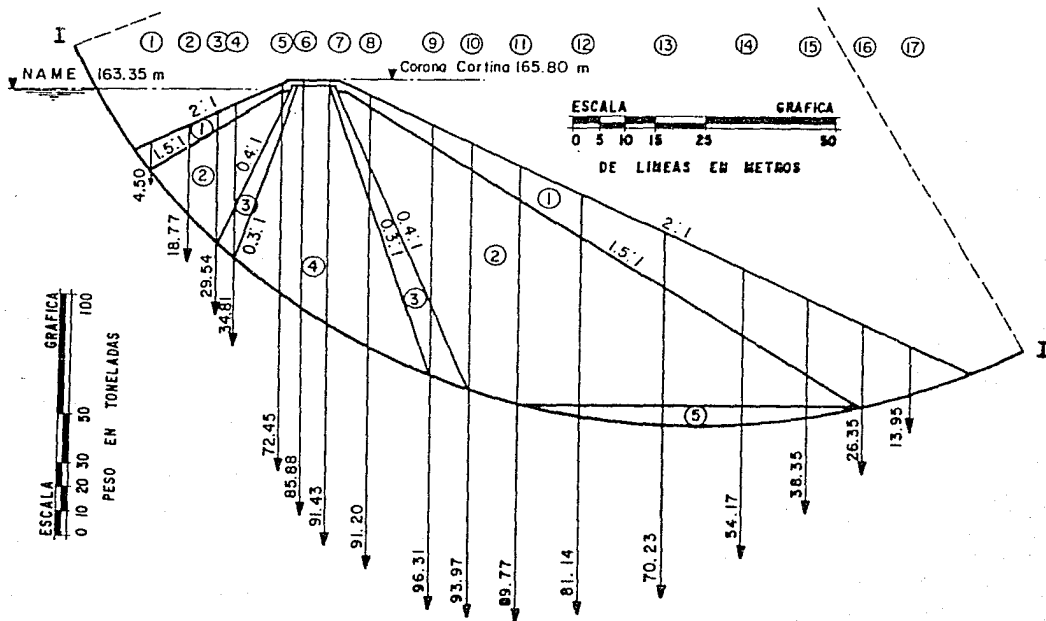


FIG. V.1.8 REPRESENTACION GRAFICA DE LOS PESOS DE TODAS LAS DOVELAS

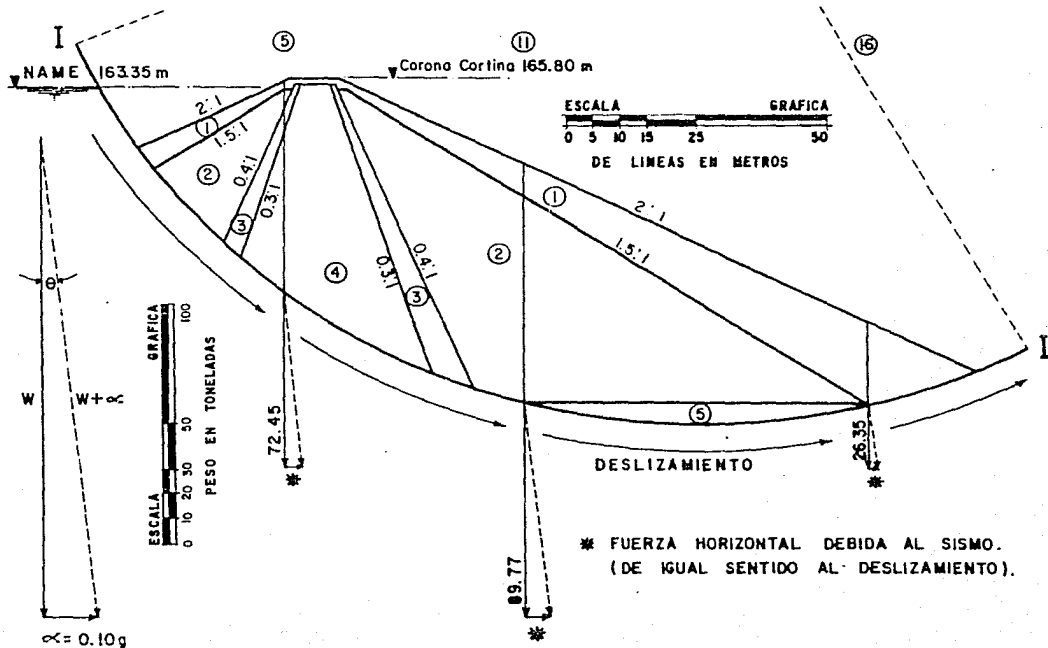


FIG. V.1.9 OBTENCION GRAFICA DE LA FUERZA HORIZONTAL SISMICA DE LAS DOVELAS 5, 11 Y 16, ASI COMO, LA NUEVA RESULTANTE

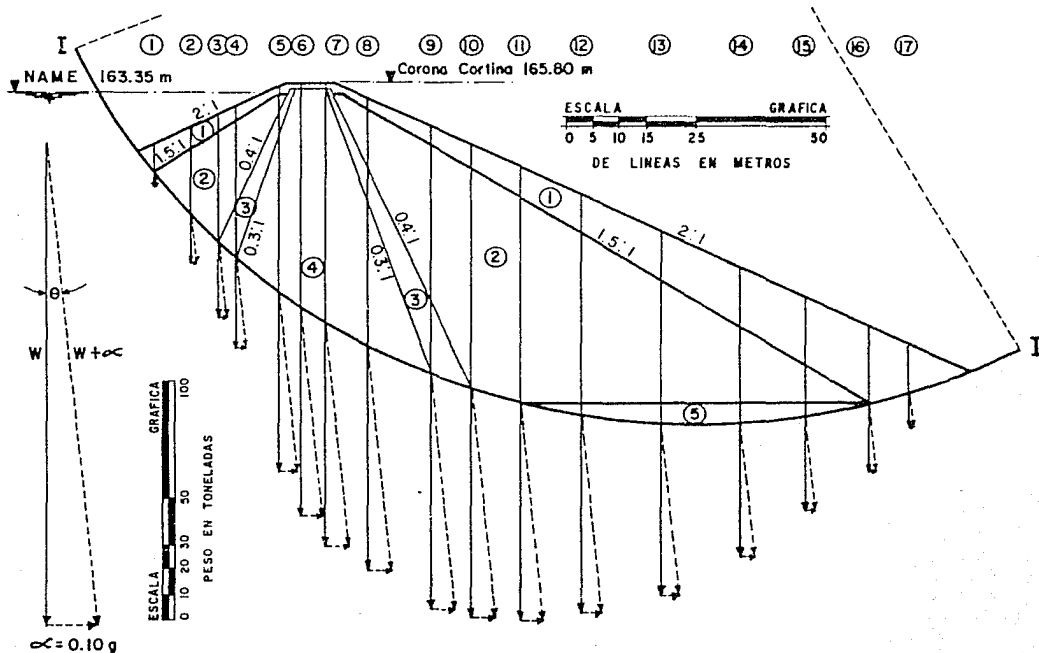


FIG. V.1.10 OBTENCION GRAFICA DEL EFECTO SISMICO DE TODAS LAS DOVELAS

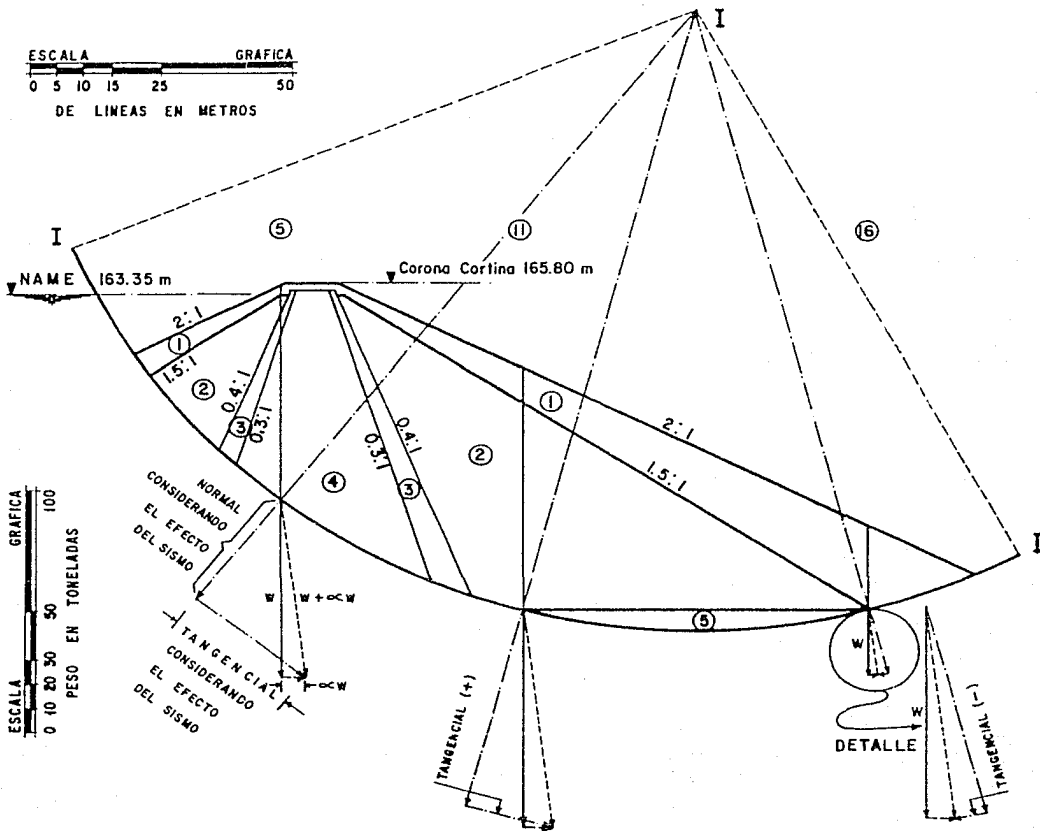


FIG. V.1-II DESCOMPOSICION EN FUERZAS NORMALES Y TANGENCIALES
CON SISMO DE LAS DOVELAS 5, 11 Y 16

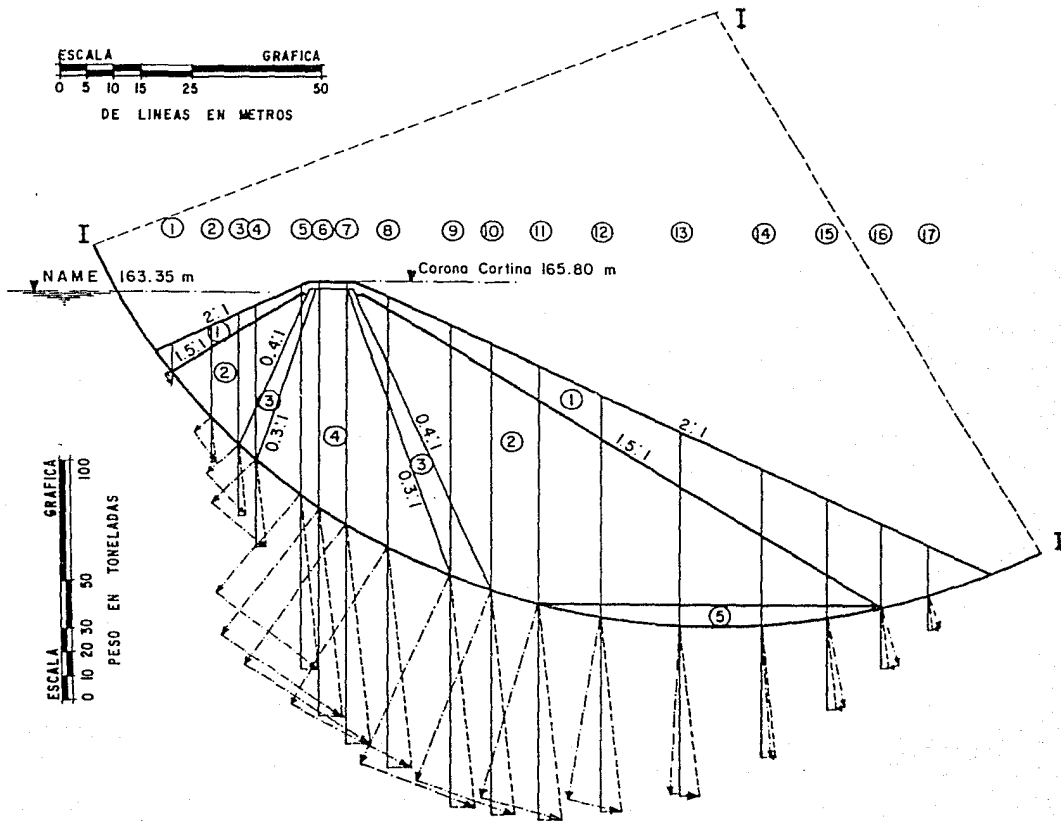
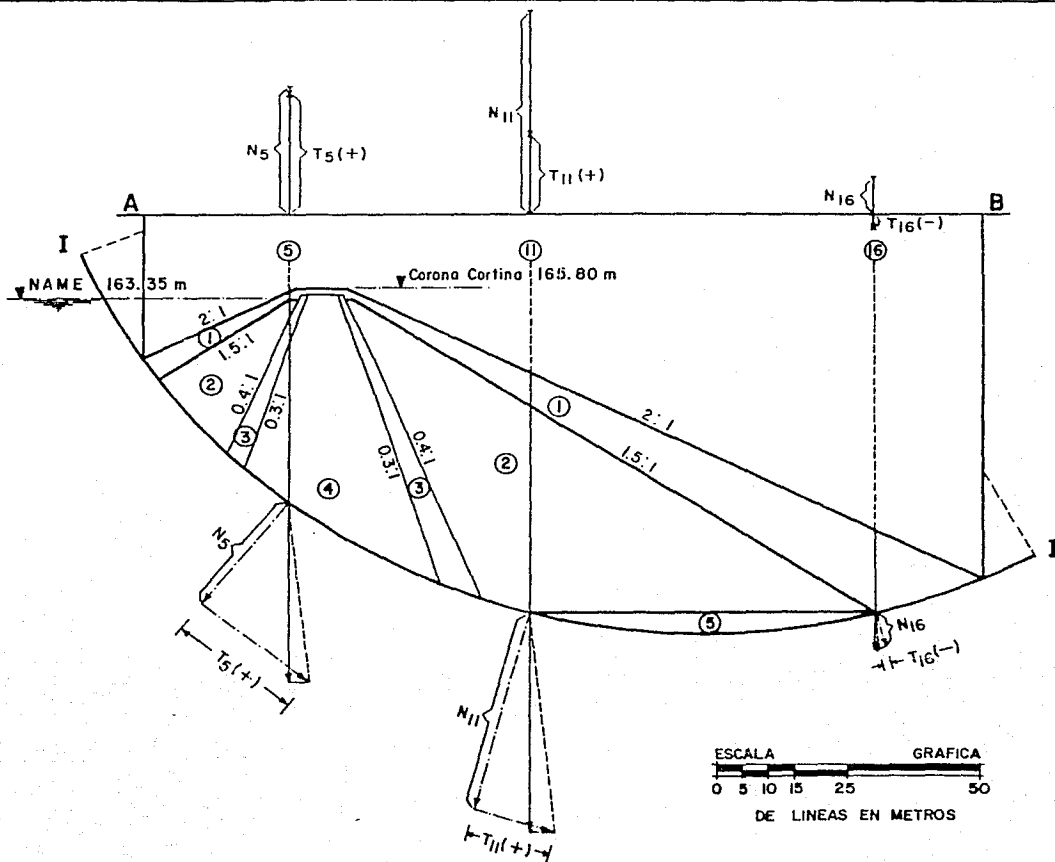


FIG. V.1.12 OBTENCION GRAFICA DE FUERZAS NORMALES Y TANGENCIALES CON SISMO DE TODAS LAS DOVELAS



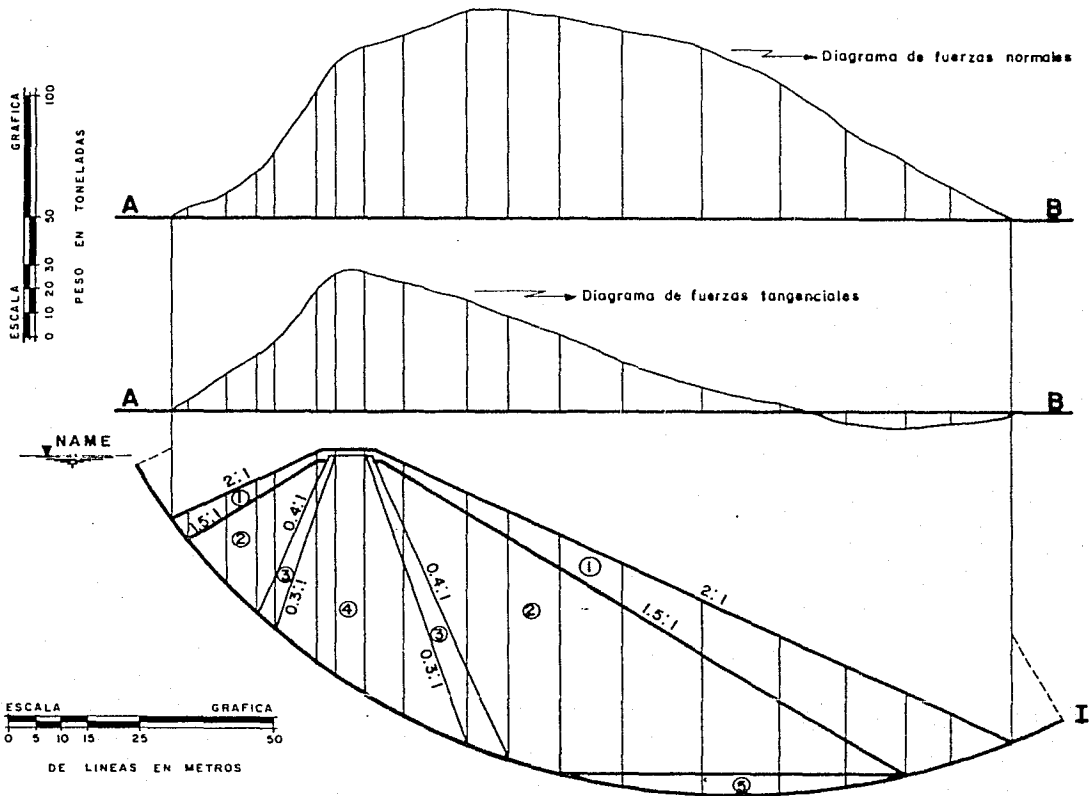


FIG. V.1.14 REPRESENTACION GRAFICA DE LOS DIAGRAMAS DE FUERZAS NORMALES Y TANGENCIALES

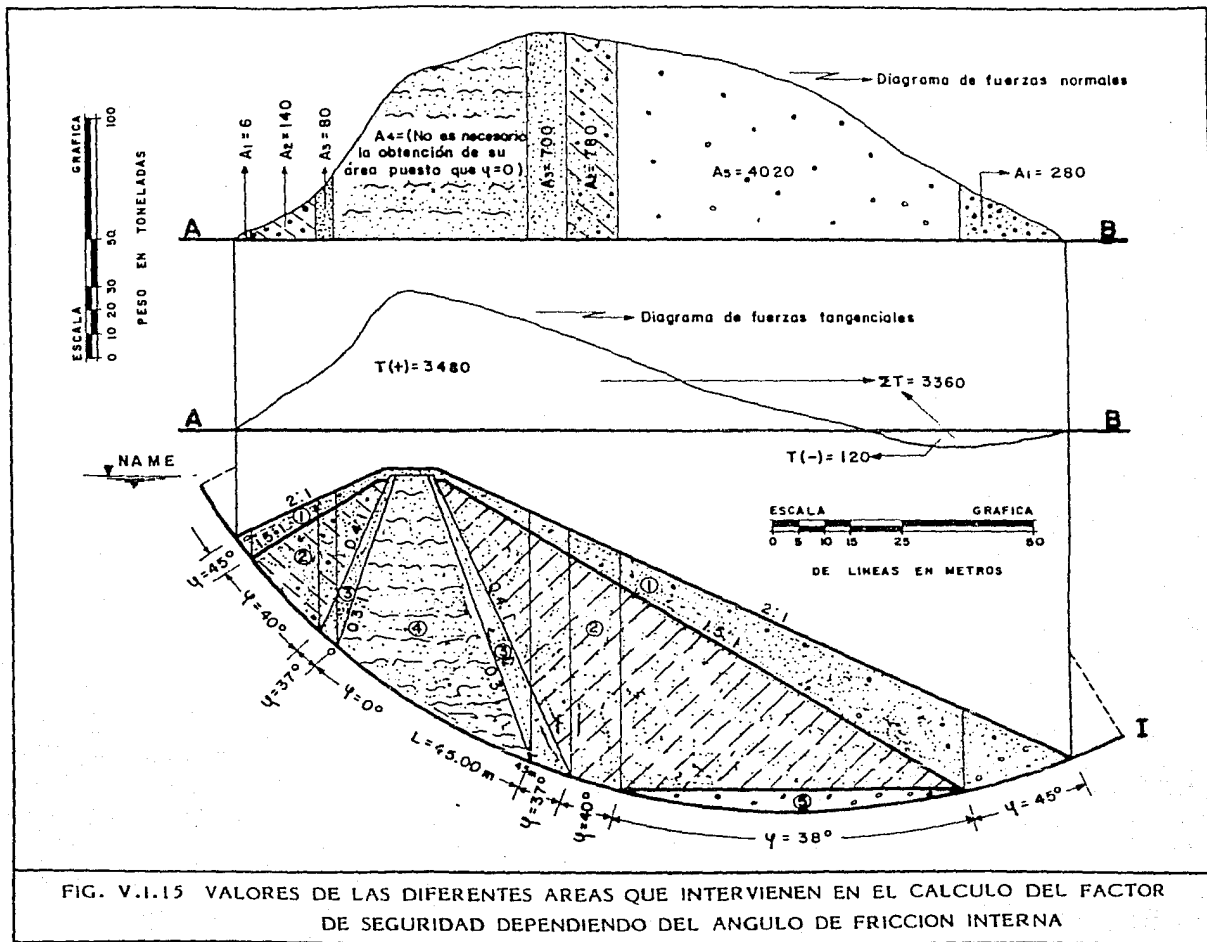


FIG. V.1.15 VALORES DE LAS DIFERENTES AREAS QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEPENDIENDO DEL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

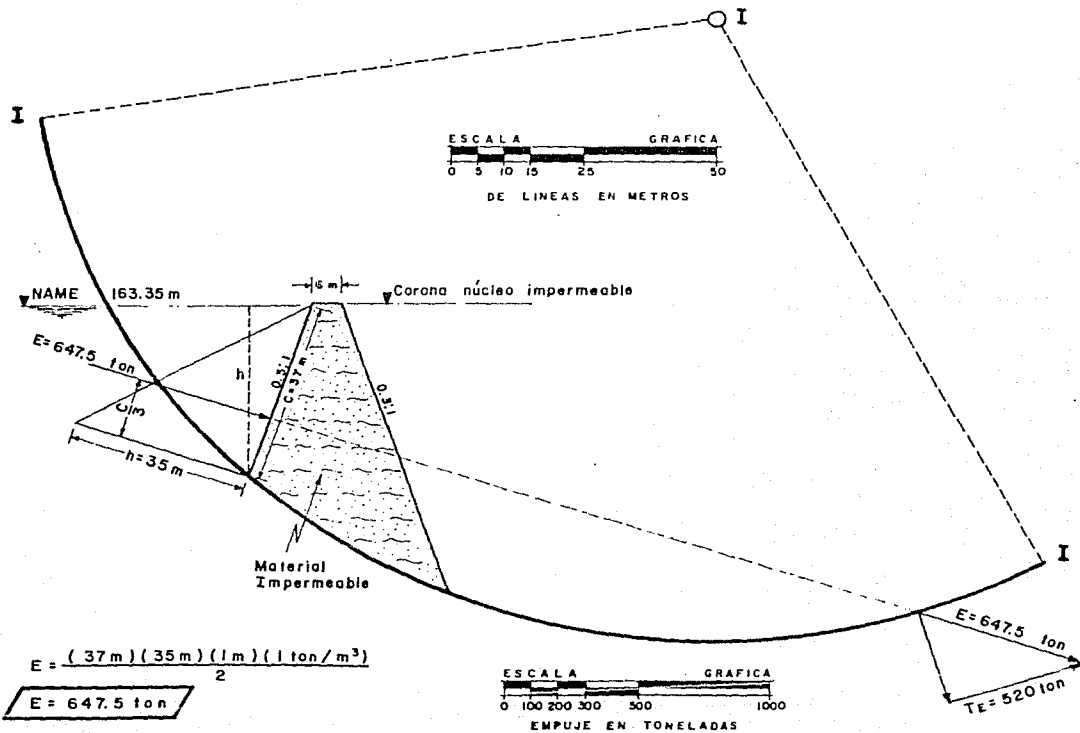


FIG. V.1.16 OBTENCION GRAFICA DE LA PRESION HIDROSTATICA

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

ANALIZANDO:

CONDICIONES INICIALES

PRESA LLENA

CON SISMO

$$F.S. = \frac{\Sigma N \tan \phi + CL}{\Sigma T + T_E}$$

$$F.S. = \frac{6 \tan 45^\circ + 140 \tan 40^\circ + 80 \tan 37^\circ + 700 \tan 37^\circ + 780 \tan 40^\circ + 4020 \tan 38^\circ + 280 \tan 45^\circ + 5 (45)}{3360 + 520}$$

$$F.S. = \frac{6 (1) + 140 (0.8381) + 80 (0.7536) + 700 (0.7536) + 780 (0.8381) + 4020 (0.7813) + 280 (1) + 225}{3880}$$

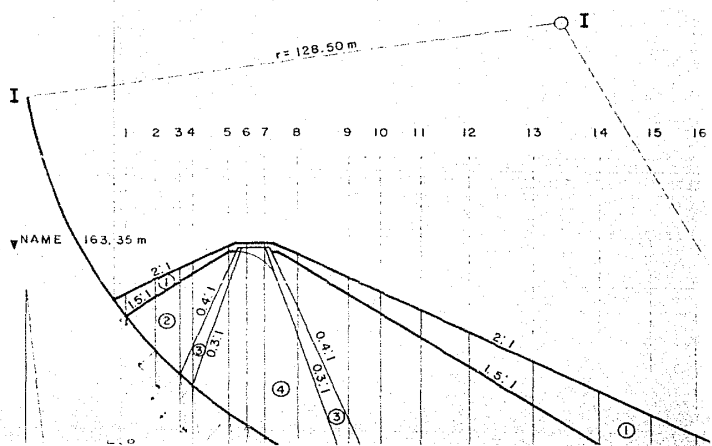
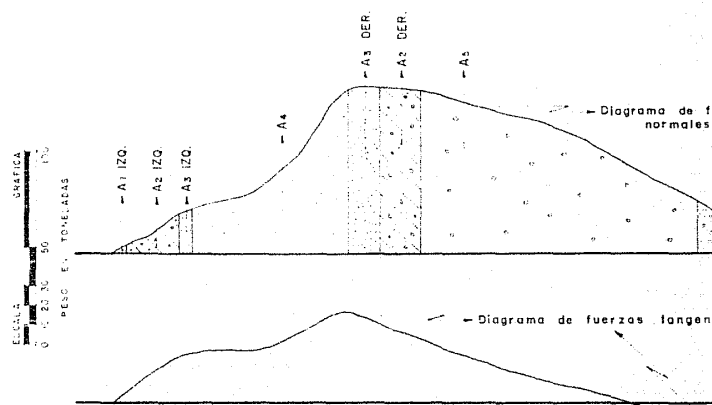
$$F.S. = \frac{6 + 117.33 + 60.29 + 527.52 + 653.72 + 3140.83 + 280 + 225}{3880}$$

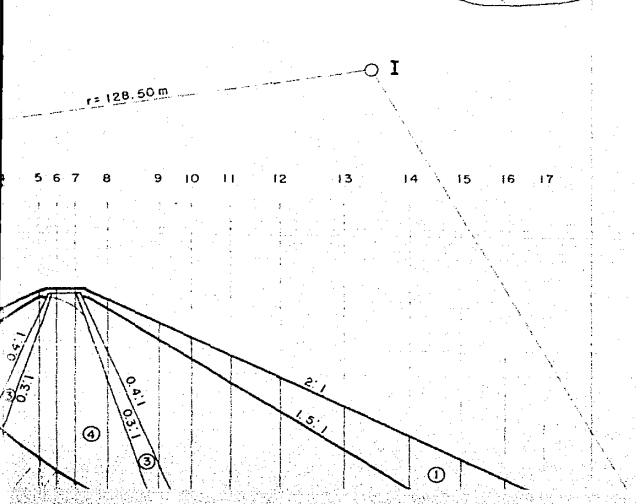
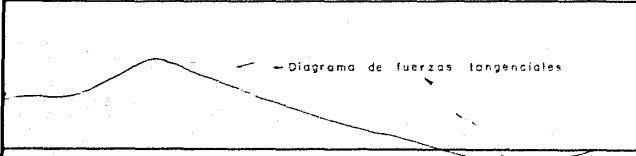
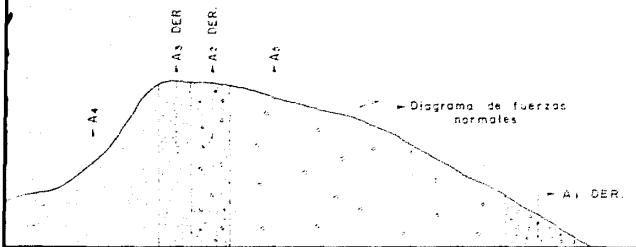
$$F.S. = \frac{5010.69}{3880}$$

$$F.S. = 1.29$$

FIG. V.1.17 CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

DOVELA	ALTURA PARCIAL	PESO VOLUMETRICO		PESO PARCIAL	PESO TOTAL DOVELA
		δ	γ		
No.	h (m)	(ton/m ³)		Wp = h γ (ton)	Wt = Σ Wp (ton)
1	5.00	0.900	Sumergido	4.50	4.50
2	4.00	0.900	"	3.60	18.77
	13.00	1.167	"	15.17	
3	3.00	0.900	"	2.70	29.54
	23.00	1.167	"	26.84	
4	2.00	0.900	"	1.80	34.81
	18.00	1.167	"	21.01	
5	10.00	1.200	"	12.00	39.45
	2.00	1.550	Seco	3.10	
6	3.00	1.167	Sumergido	3.50	40.88
	4.00	1.200	"	4.80	
7	33.00	0.850	"	28.05	45.94
	0.50	1.550	Seco	0.78	
8	1.00	1.850	Húmedo	1.85	45.94
	45.00	0.850	Sumergido	38.25	
9	0.50	1.550	Seco	0.78	61.20
	3.50	1.850	Húmedo	6.48	
10	45.50	0.850	Sumergido	38.68	61.20
	2.00	1.550	Seco	3.10	
11	11.00	1.916	"	21.08	36.31
	6.00	1.920	"	11.52	
12	30.00	0.850	Sumergido	25.50	36.31
	4.00	1.550	Seco	6.25	
13	33.00	1.916	"	63.23	93.97
	14.00	1.920	"	26.88	
14	5.00	1.550	"	7.75	89.77
	45.00	1.916	"	86.22	
15	6.00	1.550	"	9.30	89.77
	42.00	1.916	"	80.47	
16	8.00	1.550	"	12.40	81.14
	34.00	1.916	"	65.14	
17	2.00	1.800	"	3.60	70.23
	11.00	1.550	"	17.05	
18	24.00	1.916	"	45.98	54.17
	4.00	1.800	"	7.20	
19	13.00	1.550	"	20.15	54.17
	14.00	1.916	"	26.82	





DATOS DEL PLANIMETRO			
Z O N A	LECTURAS	DIFERENCIAS	PROMEDIOS
Σ T	2 248 2 528 2 602	158 156	157
A 1 IZQ.		Se obtiene en forma analítica A=6	
A 2 IZQ.	3 173 3 180 3 186	- 6	7
A 3 IZQ.	4 201 4 205 4 209	4 4	4
A 4	5 588 5 679 5 751	81 82	82
A 3 DER.	6 008 6 041 6 077	33 36	35
A 2 DER.	7 352 7 402 7 441	40 39	39
A 5	7 217 7 417 7 619	200 202	201
A 1 DER.	7 834 7 848 7 862	14 14	14

CALCULO DE AREAS			
$A = (P)(F.E.)(k)$ P = Promedio de diferencias de lecturas del planimetro F.E. = Factor de escala $F.E. = \frac{(Esc. \text{ mapas})}{(Esc. \text{ fuerzas})} = \frac{(1000)}{(2000)}$			
F.E. = 200 k = Constante del planimetro k = 0.1 $A = (P)(200)(0.1)$			
A = 20 P			
Z O N A	PROMEDIO	AREA PARCIAL	AREA TOTAL
Σ T	157	3 140	3 140

PLANIMETRO

CLAS	DIFERENCIAS	PROMEDIOS
1	158	157
2	156	
Estuvo en forma analítica		
		A = 6
3	7	7
6	6	
1	4	4
3	4	
9	81	82
8	82	
1	33	35
7	35	
2	40	39
2	39	
1	200	201
7	202	
9	14	14
4	14	
8		
2		

AREAS

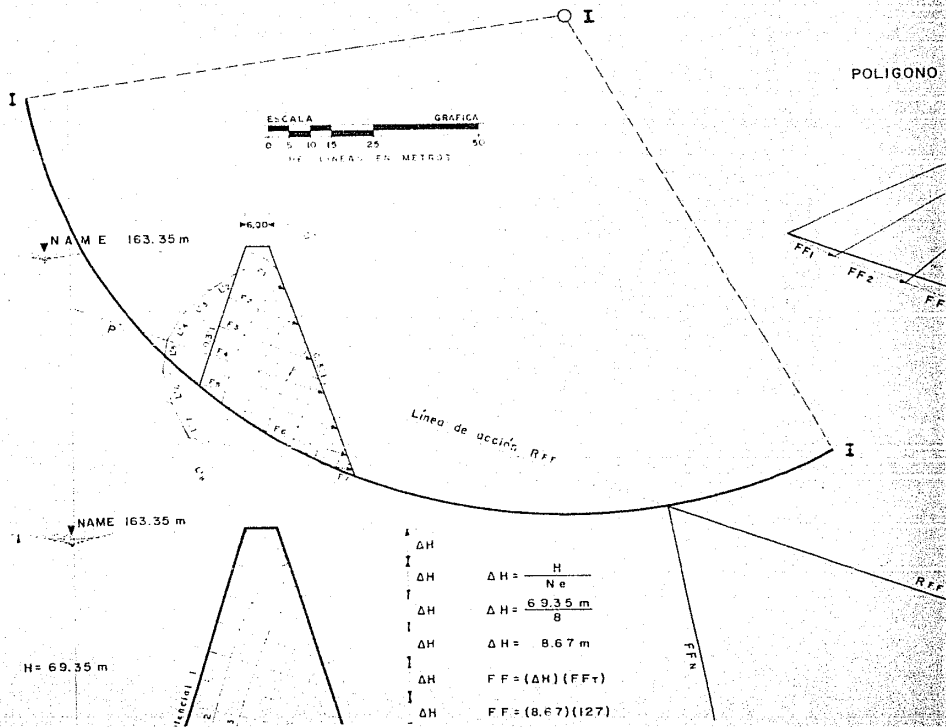
lecturas del planimetro...

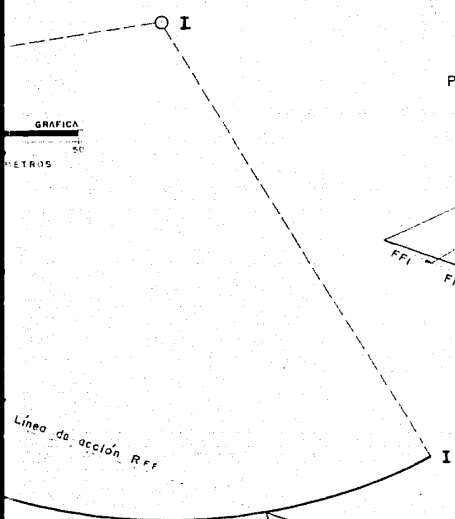
$$[mas] = \frac{(1000)(2,000)}{10000}$$

Factor k = 0.1

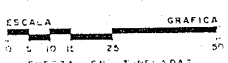
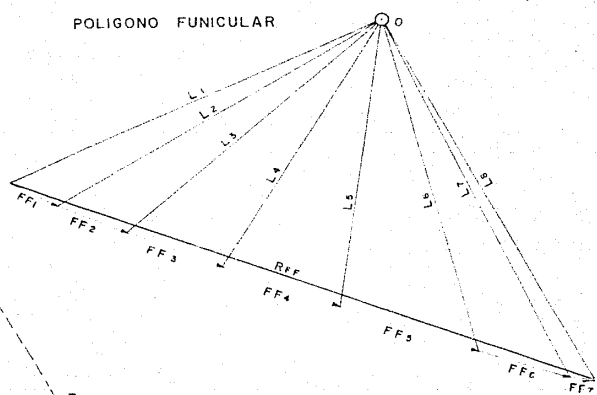
20 P

CLAS	AREA PARCIAL	AREA TOTAL
7	3 140	3 140





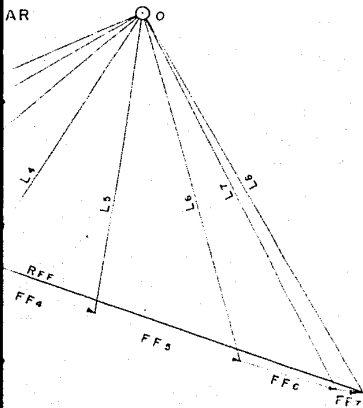
POLIGONO FUNICULAR



$RFF = 149 \text{ ton}$

- ΔH
- $\Delta H = \frac{H}{Ne}$
- $\Delta H = \frac{69.35 \text{ m}}{8}$
- $\Delta H = 8.67 \text{ m}$
- $\Delta H = FF = (\Delta H)(FFt)$
- $\Delta H = FF = (8.67)(127)$

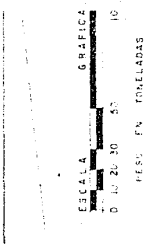
DOVELA	ALTURA PARCIAL	PESO PARCIAL
No.	h (m)	Wp = h * γ (ton)
1	5.00	4.50
2	4.00	3.60
	13.00	15.17
3	3.00	2.70
	23.00	26.84
4	2.00	1.80
	18.00	21.01
	10.00	12.00
5	3.00	3.50
	4.00	4.80
	33.00	28.05
6	0.50	0.78
	1.00	1.85
7	45.00	38.25
	0.50	0.78
	3.50	6.48
8	45.50	38.68
	2.00	3.10
9	11.00	21.00
	6.00	11.52
	30.00	25.50
10	4.00	6.20
	33.00	63.23
11	14.00	26.88
	5.00	7.75
12	45.00	86.22
	6.00	9.30
	42.00	80.47
13	8.00	12.40
	34.00	65.14
14	2.00	3.60
	11.00	17.05
15	24.00	45.98
	4.00	7.20
16	13.00	20.15
	14.00	25.82
17	4.00	7.20
	15.00	23.25
18	6.00	11.50
	2.00	3.60
19	17.00	26.35



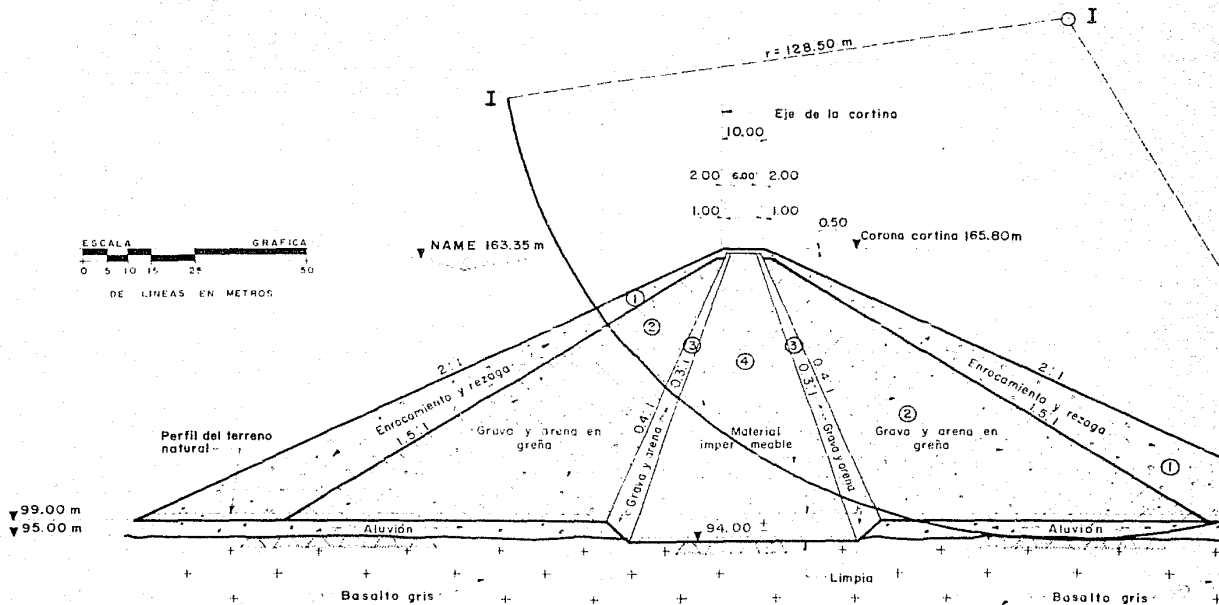
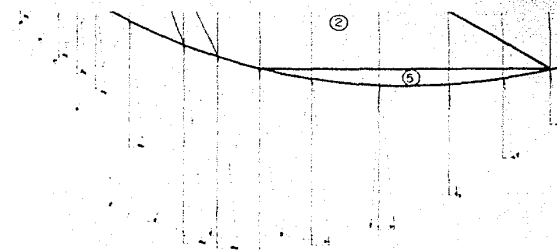
GRAFICA
 10 15 25 50
 FUERZA EN TONELADAS

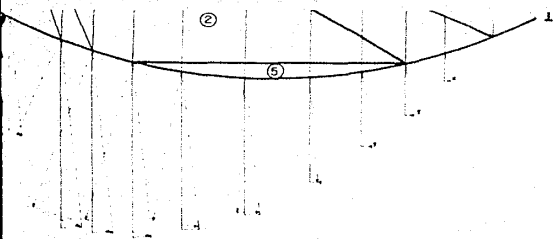
DOVELA	ALTURA PARCIAL	PESO PARCIAL	FUERZA SISMICA	BRAZO DE PALANCA	MOMENTO PARCIAL	MOMENTO TOTAL	CORRECCION POR TICC
No.	h (m)	W P = h ² (ton)	F = 0.2WP (ton)	d (m)	M P = 0.2WPd (ton-m)	M T = Σ M P (ton-m)	TICC = $\frac{M T}{T}$ (ton)
1	5.00	4.50	0.45	2.50	1.13	1.13	0.009
2	4.00	3.00	0.36	15.00	5.40	15.26	0.119
	13.00	15.17	1.52	6.50	9.88		
3	3.00	2.70	0.27	24.50	6.62	37.44	0.291
	23.00	25.84	2.64	11.50	30.82		
4	2.00	1.80	0.18	29.00	5.22	51.12	0.398
	18.00	21.01	2.10	13.00	39.90		
	10.00	12.00	1.20	5.00	6.00		
5	2.00	3.10	0.31	41.00	12.71	89.36	0.695
	3.00	3.50	0.35	38.50	13.48		
	4.00	4.80	0.48	35.00	16.80		
	33.00	28.05	2.81	10.50	46.37		
6	0.50	0.78	0.08	46.25	3.70	98.53	0.767
	1.00	1.85	0.19	45.50	8.65		
	45.00	38.25	3.83	22.50	86.18		
	0.50	0.78	0.08	49.25	3.94		
7	3.50	6.48	0.65	47.25	30.71	122.69	0.915
	45.50	38.68	3.87	22.75	88.04		
	2.00	3.10	0.31	48.00	14.82		
8	11.00	21.00	2.11	41.50	87.57	178.65	1.390
	6.00	11.52	1.15	33.00	37.35		
	30.00	25.50	2.55	15.00	38.25		
	4.00	6.20	0.62	49.00	30.38		
9	33.50	63.23	6.32	30.50	192.76	241.97	1.883
	14.00	26.88	2.69	7.00	18.83		
10	5.00	7.75	0.78	47.50	37.05	231.00	1.798
	45.00	66.22	6.62	22.50	193.95		
	6.00	9.30	0.93	45.00	41.85		
11	42.00	80.47	8.05	21.00	169.05	210.00	1.041
	8.00	12.40	1.24	40.00	49.60		
12	34.00	65.14	6.51	19.00	123.69	173.65	1.351
	2.00	3.60	0.36	1.00	0.36		
	11.00	17.05	1.71	33.50	57.29		
13	24.00	45.00	4.50	10.00	73.60	132.33	1.030
	4.00	7.20	0.72	2.00	1.44		
	13.00	20.15	2.02	24.50	49.43		
14	14.00	26.82	2.68	11.00	29.48	80.41	0.626
	4.00	7.20	0.72	2.00	1.44		
	15.00	23.25	2.33	15.50	36.12		
15	6.00	11.50	1.15	5.00	5.75	42.23	0.329
	2.00	3.60	0.36	1.00	0.36		
16	17.00	29.25	2.64	8.50	22.44	22.44	0.175

4	0.00	1.800		2.3.25	1.550
1	5	6.00	1.916		11.50 38.35
2	0.00	1.800		3.60	
1	6	17.00	1.550		27.25 27.25
1	7	9.00	1.550		13.05 13.95

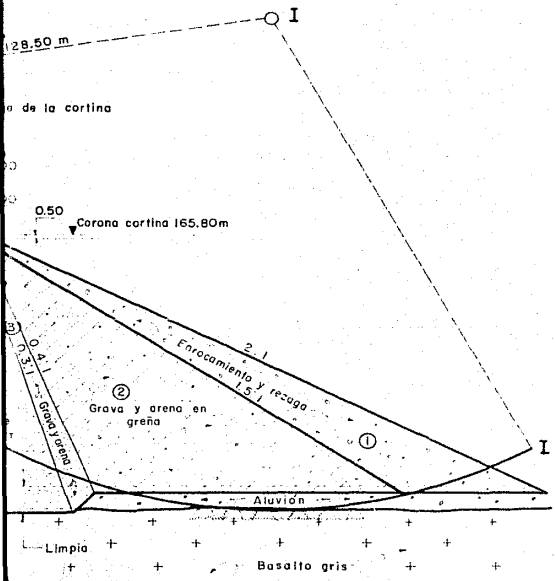


$\alpha = 0.10g$





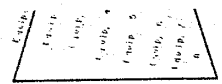
Σ 1		14	280	286
Σ 2		39	140	920
Σ 3		4	80	780
Σ 4		82	1640	1640
Σ 5		201	4020	4020



PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES						
Precedencia		Fecha:		Formulé:		
C O N C E P T O		ZONA 1 FUNDAMENTO Y REZAGA	ZONA 2 GRAVA Y ARENA EN GRAVA	ZONA 3 GRAVA Y ARENA	ZONA 4 MATERIAL IMPERMEABLE	ZONA 5 ALUVION
PRUEBA RAPIDA	Peso vol. seco ton/m ³	1.550	1.916	1.920	1.420	1.800
	Humedad %					
	Peso vol. húmedo ton/m ³	1.990	2.045	2.200	1.850	2.300
	Peso vol. saturado ton/m ³	1.900	2.167	2.200	1.850	2.300
	Relación de vacíos					
	Compactación %					
PRUEBA RAPIDA CONSOLIDADA	Grado de saturación %					
	Angulo de fricción interna	45°	40°	37°	10°	38°
	Cohesión ton/m ²	0	0	0	5	0
	Peso vol. seco ton/m ³	1.550	1.916	1.920	1.420	1.800
	Humedad %					
	Peso vol. húmedo ton/m ³	1.990	2.045	2.200	1.850	2.300
PRUEBA RAPIDA CONSOLIDADA	Peso vol. saturado ton/m ³	1.900	2.167	2.200	1.850	2.300
	Relación de vacíos					
	Compactación %					
	Grado de saturación %					
	Angulo de fricción interna	45°	40°	37°	10°	38°
	Cohesión ton/m ²	0	0	0	2	0
Permeabilidad cm/seg.						

M 1	1.4	2.6	0.6
M 2	2.9	7.0	0.0
M 3	2.4	7.9	0.0
M 4	3.2	1.6	4.0
M 5	2.0	4.0	0.0

94.00 m



ΔH
ΔH

FF = 1101.09

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

Procedencia		Fecha				
Concepto		Formulas				
CONCEPTO	ZONA 1 VALLES ALTO MATEAZA	ZONA 2 VALLES ALTO EN PRIMA	ZONA 3 TRANSACCION	ZONA 4 MATEAZA	ZONA 5 MATEAZA	
PRUEBA RAPIDA	Peso vol seco ton/m ³	1.550	1.400	1.300	1.400	1.500
	Humedad %					
	Peso vol húmedo ton/m ³	1.500	2.044	2.000	1.550	2.100
	Peso vol saturado ton/m ³	1.000	2.167	2.000	1.500	2.100
	Relación de vacíos					
	Compactación %					
	Grado de saturación %					
	Ángulo de fricción interna	4.5°	4.0°	3.5°	4.0°	5.0°
	Cohesión ton/m ²	0	0	0	0	0
	Permeabilidad cm/sec					
PRUEBA RAPIDA CONSOLIDADA	Peso vol seco ton/m ³	1.550	1.310	1.300	1.400	1.500
	Humedad %					
	Peso vol húmedo ton/m ³	1.500	2.045	2.200	1.550	2.300
	Peso vol saturado ton/m ³	1.000	2.167	2.200	1.550	2.300
	Relación de vacíos					
	Compactación %					
	Grado de saturación %					
	Ángulo de fricción interna	4.5°	4.0°	3.5°	4.0°	5.0°
	Cohesión ton/m ²	0	0	0	0	0
	Permeabilidad cm/sec					

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD
ANALIZANDO:

CONDICIONES FINALES
PRESA LLENA
CON SIEM (INCLUYE CORRECCION)

$$F.S. = \frac{\sum N \tan \phi + c}{\sum T + FF - T \alpha}$$

$$F.S. = \frac{255 \cdot 135 \cdot 45^\circ + 920 \cdot 105 \cdot 40^\circ}{3}$$

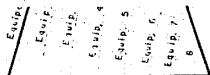
$$F.S. = \frac{286(1) + 920(0.6791)}{78}$$

$$F.S. = \frac{286 + 77(27 + 567.81) + 28.8}{4108.89}$$

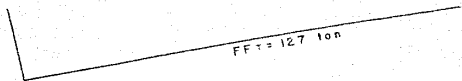
$$F.S. = \frac{5165.74}{4108.89}$$

$$F.S. = 1.26$$

94.00 m



ΔH
FF = 1101.09
ΔH



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

ANALIZANDO:

CONDICIONES FINALES

PRESA LLENA

CON SISMO (INCLUYE CORRECCION POR T'_{∞})

$$F.S. = \frac{\sum N \tan \psi + CL}{\sum T + FF - T'_{\infty}}$$

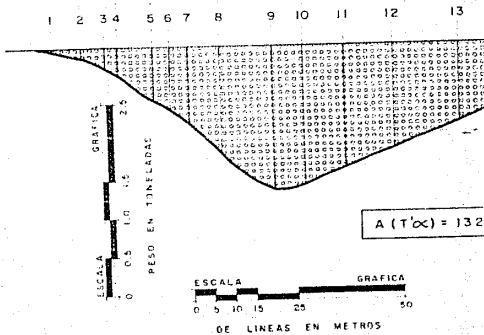
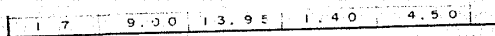
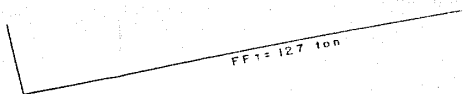
$$F.S. = \frac{286 \text{ ton } 45^\circ + 920 \text{ ton } 40^\circ + 780 \text{ ton } 37^\circ + 1640 \text{ ton } 10^\circ + 4020 \text{ ton } 38^\circ + 2(45)}{\underbrace{3140}_{\sum T} + \underbrace{1101.09}_{FF} - \underbrace{132.5}_{T'_{\infty}}}$$

$$F.S. = \frac{286(1) + 920(0.8391) + 780(0.7536) + 1640(0.1763) + 4020(0.7813) + 90}{4108.59}$$

$$F.S. = \frac{286 + 771.97 + 587.81 + 289.13 + 3140.83 + 90}{4108.59}$$

$$F.S. = \frac{5165.74}{4108.59}$$

$$F.S. = 1.26$$



ACION POR T^{∞})

$\Sigma N \tan \phi$

CL

$$40^\circ + 780 \tan 37^\circ + 1640 \tan 10^\circ + 4020 \tan 38^\circ + 2(45)$$

$$3140 + 1101.03 - 132.5$$

ΣT FF T^{∞}

$$+ 780(0.7536) + 1640(0.1763) + 4020(0.7813) + 90$$

$$4108.59$$

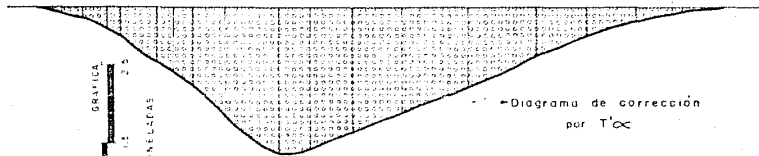
$$+ 289.13 + 3140.83 + 90$$

08.59

U N A	
FACULTAD DE	
ANALISIS DE ESTABILIDAD TIERRA Y	
TESIS	PR
DAVID ROSENDO GUTIERREZ	
MEXICO, D.F.	1989

1 7 9.00 13.95 1.40 4.50 6.30 6.30 0.043

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17



ESCALA GRAFICA
0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5
PESO EN TONELADAS

ESCALA GRAFICA
0 5 10 15 20 25 30
DE LINEAS EN METROS

$A(T'\alpha) = 132.5$

(Obtenida con planímetro)

CL

2 (45)

U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO

TESIS PROFESIONAL
DAVID ROSENDO GUTIERREZ Y CARDOSO

MEXICO, D.F.

1989

FIGURA V. II

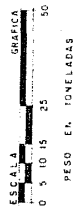


Diagrama de fuerzas normales →

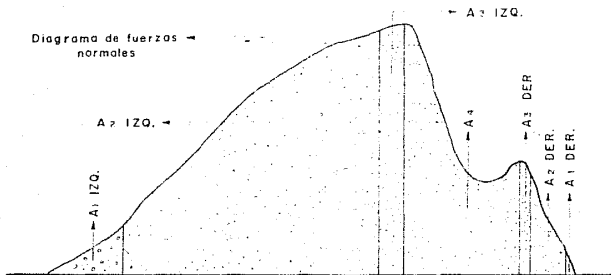
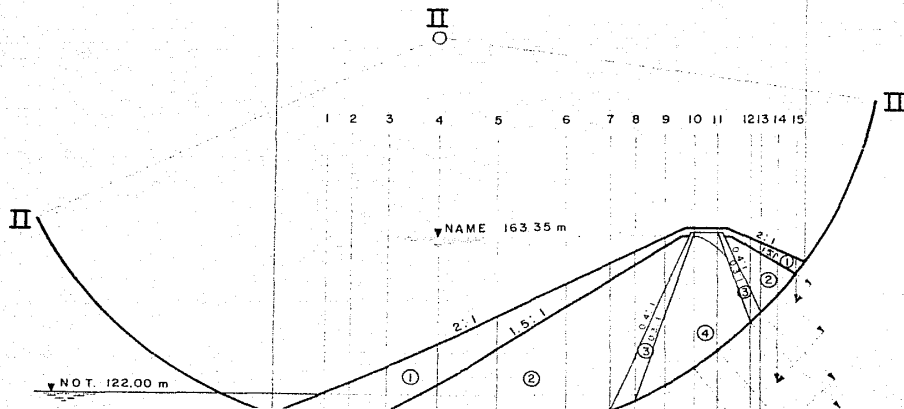
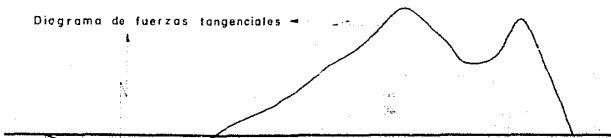
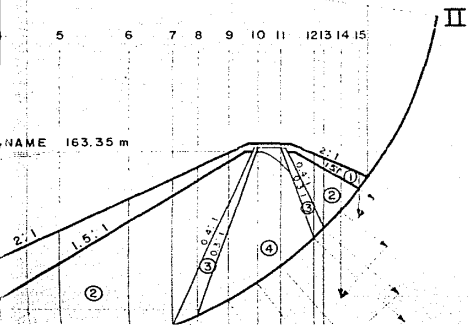
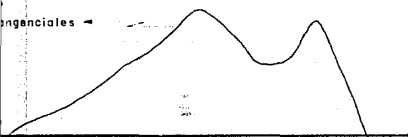
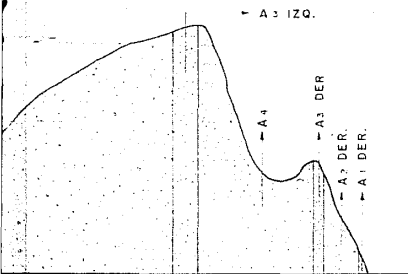


Diagrama de fuerzas tangenciales →



DOVELA	No.	P
1	1	
2	2	
3	3	
4	4	
5	1	1
6	2	1
7	2	2
8	2	1
9	1	1
10	3	1
11	2	2
12	1	1



DOVELA	ALTURA PARCIAL		PESO VOLUMETRICO		PESO PARCIAL	PESO TOTAL DOVELA
	No.	h (m)	γ (ton/m ³)	γ	WP = h γ (ton)	WT = Σ WP (ton)
1	10.00	0.900	Sumergido	9.00	9.00	
	2.50	1.550	Seco	3.88	13.78	
2	11.00	0.900	Sumergido	9.90		10.85
	7.00	1.550	Seco	10.85		
3	5.50	0.900	Sumergido	4.95	23.97	
	7.00	1.167	''	8.17		
4	11.00	1.550	Seco	17.05	36.05	
	2.00	1.916	''	3.83		
5	13.00	1.167	Sumergido	15.17	50.57	
	9.00	1.550	Seco	13.95		
6	11.50	1.916	''	22.03	62.91	
	12.50	1.167	Sumergido	14.59		
7	6.00	1.550	Seco	9.30	69.34	
	22.50	1.916	''	43.11		
8	9.00	1.167	Sumergido	10.50	73.01	
	4.50	1.550	Seco	6.98		
9	29.50	1.316	''	56.52	84.40	
	5.00	1.167	Sumergido	5.84		
10	3.50	1.550	Seco	5.43	13.44	
	24.00	1.916	''	45.98		
11	10.00	1.920	''	19.20	29.75	
	2.00	1.200	Sumergido	2.40		
12	2.00	1.550	Seco	3.10	21.08	
	11.00	1.916	''	21.08		
13	7.00	1.920	''	13.44	15.30	
	18.00	0.850	Sumergido	15.30		
14	0.50	1.550	Seco	0.78	29.75	
	1.00	1.850	Húmedo	1.85		
15	35.00	0.850	Sumergido	29.75	0.78	
	0.50	1.550	Seco	0.78		
16	4.00	1.850	Húmedo	7.40	31.13	
	27.00	0.650	Sumergido	22.95		
17	2.50	1.550	Seco	3.88	42.24	
	11.00	1.916	''	21.08		

DATOS DE	
ZONA	
3T	<input type="checkbox"/>
A1 IZQ.	<input type="checkbox"/>
A2 IZQ.	<input type="checkbox"/>
A3 IZQ.	<input type="checkbox"/>
A4	<input type="checkbox"/>
A3 DER.	<input type="checkbox"/>
A2 DER.	<input type="checkbox"/>
A5 DER.	<input type="checkbox"/>

CALCULO	
$A = (P)(F.E.)(k)$	
P = Promedio de diferencias	
F.E. = Factor de escala	
F.E. = (Esc. líneas) / 100	
F.E. = 100	
k = Constante del	
A = (P)(100)(0.1)	

DATOS DEL PLANIMETRO				
Z	O	N	A	
				LECTURAS
				DIFERENCIAS
				PRGMEDIOS
				6 685
				149
				6 834
				151
				6 985
				6 631
				12
				6 643
				11
				5 654
				272
				5 661
				274
				6 933
				7 207
				7 515
				39
				7 554
				49
				7 594
				7 800
				102
				7 902
				103
				8 005
				8 185
				8 191
				8
				8 199
				8 328
				12
				8 340
				13
				8 353
				Se obtuvo en forma analítica.
				A = 3

SO	PESO TOTAL
ICIAL	DOVELA
5 hr	Wt = Σ Wp
(n)	(ton)
0.00	9.00
88	
30	13.78
85	
95	23.97
17	
05	
83	36.05
17	
95	
00	50.57
59	
30	
11	62.91
50	
98	
52	69.34
84	
43	
98	73.01
20	
40	
10	
08	52.92
44	
30	
78	
85	32.38
75	
78	
40	31.13
74	
95	
88	
08	42.24

CALCULO DE AREAS

$$A = (P)(F.E.)(k)$$

P = Promedio de diferencias de lecturas del planimetro

F.E. = Factor de escala

$$F.E. = \frac{(\text{Esc. líneas})(\text{Esc. fuerzas})}{10\ 000} = \frac{(1000)(1000)}{10\ 000}$$

F.E. = 100

k = Constante del planimetro k = 0.1

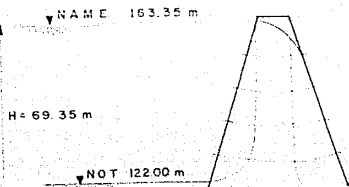
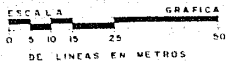
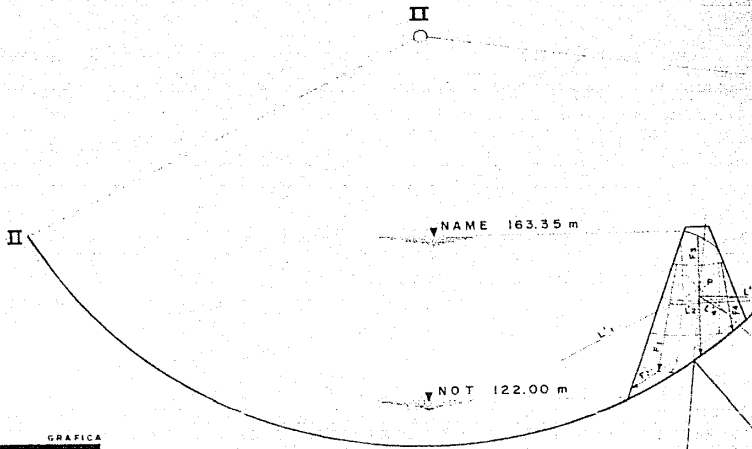
$$A = (P)(100)(0.1) \quad \therefore \quad A = 10P$$

ESCALA
0 5 10 15 20
DE LINEAS E

NAME I

H = 69.35 m

NOT IZ



ΔH
 I
 ΔH
 I
 ΔH
 I
 ΔH
 I
 ΔH
 I

$$\Delta H = \frac{H}{N_s}$$

$$\Delta H = \frac{69.35 \text{ m}}{8}$$

$$\Delta H = 8.67 \text{ m}$$

$$FF = (\Delta H)(FFI)$$

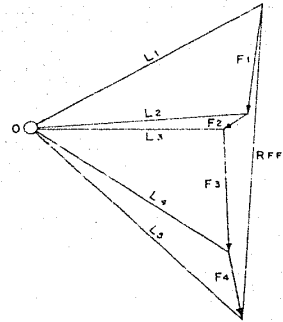
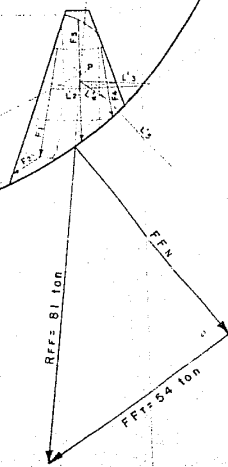
Ref: B I I on

II

II

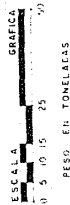
NAME 163.35 m

NOT 122.00 m

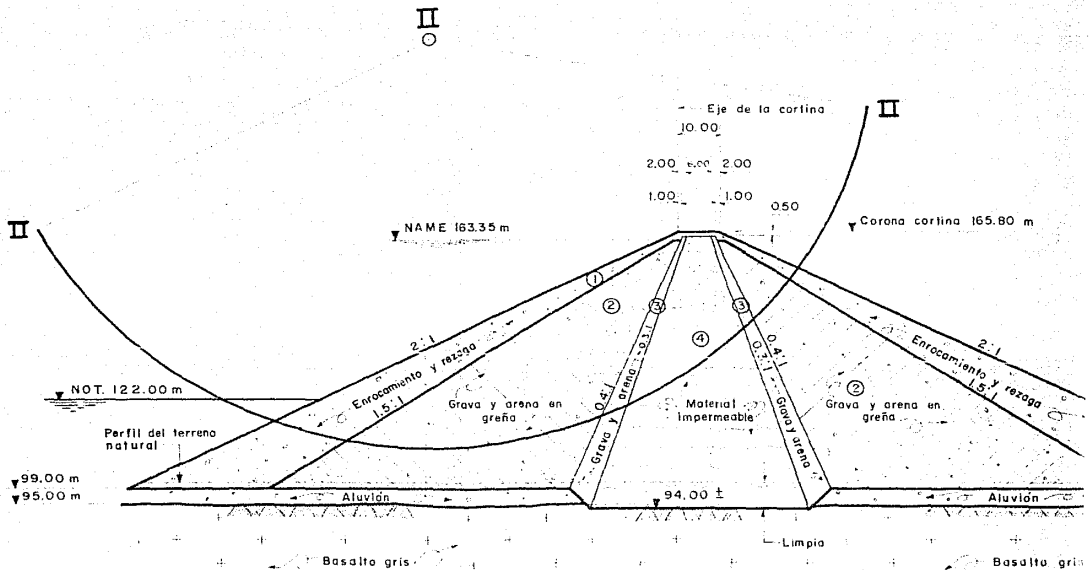


ΔH
 $\Delta H = \frac{H}{N_e}$
 $\Delta H = \frac{69.35 \text{ m}}{8}$
 $\Delta H = 8.67 \text{ m}$
 ΔH
 $\Delta H = (\Delta H)(FF_T)$

ESCALA GRAFICA
 0 5 10 15 25 50

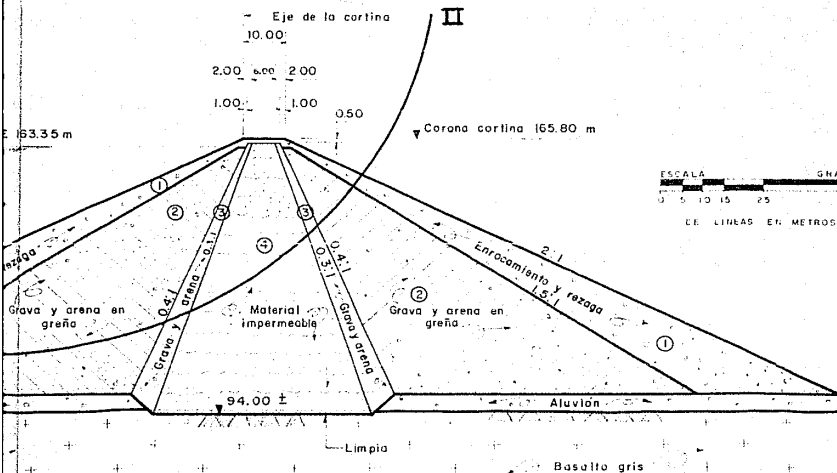


			9
1	3		3
			15
			3
	1	4	9
	1	5	4



	9.00	1.920	"	17.28	
13	3.00	1.550	"	4.65	35.31
	16.00	1.916	"	30.66	
14	3.00	1.550	"	4.65	21.89
	9.00	1.916	"	17.24	
15	4.50	1.550	"	6.98	6.98

Z	O	N	A	P
I	T			<input type="checkbox"/>
I	1			<input type="checkbox"/>
I	2			<input type="checkbox"/>
I	3			<input type="checkbox"/>
I	4			<input type="checkbox"/>



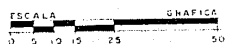
PROPIEDADES MECANICAS	
Procedencia	Fuente
CONCEPTO	ZONA DE OBRAS Y REF.
PRUEBA RAPIDA	Peso vol. seco ton/m ³ 1.55
	Humedad % 1.90
	Peso vol. húmedo ton/m ³ 1.90
	Peso vol. saturado ton/m ³ 1.90
	Relación de vacíos
	Compactación %
	Grado de saturación %
	Angulo de fricción interna 45°
	Cohesión ton/m ² 0
PRUEBA RAPIDA CONSOLIDADA	Peso vol. seco ton/m ³ 1.55
	Humedad % 1.90
	Peso vol. húmedo ton/m ³ 1.90
	Peso vol. saturado ton/m ³ 1.90
	Relación de vacíos
	Compactación %
	Grado de saturación %
	Angulo de fricción interna 45°
	Cohesión ton/m ² 0
Permeabilidad cm/seg.	

	9.00	1.920		17.28	
	3.00	1.550		4.65	
1 3	6.00	1.916		30.66	35.31
	3.00	1.550		4.65	
1 4	9.00	1.916		17.24	21.89
1 5	4.50	1.550		6.98	6.98

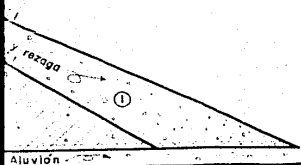
Z	O	N	A	PROMEDIO	AREA PARCIAL	AREA TOTAL
Σ 1				150	1 500	1 500
Σ 2				12	120	123
Σ 3				273	2 730	2 860
Σ 4				40	400	470
Σ 5				103	1 030	1 030

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES							
Procedencia		Fecha:		Formuló			
C O N C E P T O		ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4	ZONA 5	
		CIENQUENTA Y OCHO (58)	SEIS (6)	SEIS (6)	SEIS (6)	SEIS (6)	SEIS (6)
PRUEBA RAPIDA	Peso vol. seco	ton/m ³	1.550	1.916	1.920	1.420	1.800
	Humedad	%					
	Peso vol. húmedo	ton/m ³	1.990	2.045	2.200	1.850	2.300
	Peso vol. saturado	ton/m ³	1.900	2.167	2.200	1.860	2.300
	Relación de vacíos						
	Compactación	%					
PRUEBA RAPIDA CONSOLIDADA	Grado de saturación	%					
	Angulo de fricción interna		45°	40°	37°	0°	38°
	Cohesión	ton/m ²	0	0	0	5	0
	Peso vol. seco	ton/m ³	1.550	1.916	1.920	1.400	1.800
	Humedad	%					
	Peso vol. húmedo	ton/m ³	1.990	2.045	2.200	1.850	2.300
	Peso vol. saturado	ton/m ³	1.900	2.167	2.200	1.850	2.300
	Relación de vacíos						
	Compactación	%					
Grado de saturación	%						
Angulo de fricción interna		45°	40°	37°	10°	38°	
Cohesión	ton/m ²	0	0	0	2	0	
Permeabilidad	cm/seg						

30 m



LE LINEAS EN METROS



Basalto gris

N	A	PROMEDIO	AREA	AREA
			PARCIAL	TOTAL
		150	1500	1500
		12	120	123
		273	2730	2860
		13	130	
		40	400	470
		7	70	
		103	1030	1030

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

P	T	O	Fecha:		Formuló:			
			ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4	ZONA 5	
			EMBRUCAMIENTO Y RECHAZO	GRAVA Y ARENA EN GRASA	GRAVA Y ARENA	MATERIA IMPERMEABLE	ALUVION	
			1.550	1.916	1.920	1.420	1.800	
			%					
			1.990	2.045	2.200	1.850	2.300	
			1.900	2.167	2.200	1.800	2.300	
			%					
			45°	40°	37°	0°	38°	
			ton/m ²	0	0	0	0	
			ton/m ³	1.550	1.916	1.920	1.400	1.800
			%					
			1.990	2.045	2.200	1.850	2.300	
			1.900	2.167	2.200	1.850	2.300	
			%					
			45°	40°	37°	10°	38°	
			ton/m ²	0	0	0	0	
			cm/seg.					



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

ANALIZANDO:

CONDICIONES FINALES

VACIADO RAPIDO

SIN SISMO

$$F.S. = \frac{\sum N \tan \phi + CL}{\sum T + FF}$$

$$F.S. = \frac{123 \tan 45^\circ + 2860 \tan 40^\circ + 470 \tan 38^\circ}{1500 + 400}$$

$$F.S. = \frac{123(1) + 2860(0.8391) + 470(0.7536)}{1968.10}$$

$$F.S. = \frac{123 + 2399.83 + 354.19 + 181.59 + 70}{1968.10}$$

$$F.S. = \frac{3128.61}{1968.10}$$

$$F.S. = 1.59$$



$$FF = (8.67)(54)$$

$$FF = 468.10$$

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD
ANALIZANDO:

CONDICIONES FINALES

VACIADO RAPIDO

SIN SISMO

$$F.S. = \frac{\sum N \tan \varphi + CL}{\sum T + FF}$$

$$F.S. = \frac{123 \tan 45^\circ + 2860 \tan 40^\circ + 470 \tan 37^\circ + 1030 \tan 10^\circ + 2(35)}{1500 + 468.10}$$

$$F.S. = \frac{123(1) + 2860(0.8391) + 470(0.7536) + 1030(0.1763) + 2(35)}{1968.10}$$

$$F.S. = \frac{123 + 2399.83 + 354.19 + 181.59 + 70}{1968.10}$$

$$F.S. = \frac{3128.61}{1968.10}$$

$$F.S. = 1.59$$

FACULTAD

ANALISIS DE

TESIS

DAVID F.

MEXICO, D.F.

ΔH

$$FF = (8.67)(54)$$

ΔH

$$FF = 468.10$$

ΔH

EN ton 4

CL

$$470 \tan 37^\circ + 1030 \tan 10^\circ + 2(35)$$

$$60 + 468.10$$

FF

$$(0.7536) + 1030 (0.1763) + 2(35)$$

$$68.10$$

$$59 + 70$$

UNAM

U N A M

FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

TESIS PROFESIONAL

DAVID ROSENDO GUTIERREZ Y CARDOSO

MEXICO, D.F. 1989

FIGURA V. III

CAPITULO VI

C O N C L U S I O N E S

En este trabajo se da por hecho que la factibilidad geológica, geotécnica, y la de disponibilidad de materiales para la construcción de la presa por analizar su estabilidad, han sido demostradas previamente.

El análisis de estabilidad de taludes, empleando el método de las dovelas diferenciales, es relativamente sencillo y ha demostrado ser confiable, según el comportamiento mostrado por las presas construidas en los últimos años. Existen, además, análisis más sofisticados no presentados en esta tesis, los que han mostrado tener prácticamente resultados similares al método descrito, el cual se ha considerado como conservador, según algunos especialistas.

La suposición de que la superficie de deslizamiento es cilíndrica, cuya traza bidimensional la hace circular, es cierta; ya que en un porcentaje muy alto de presas con fallas por deslizamiento, se han apreciado superficies más o menos cilíndricas, principalmente de sección homogénea.

De acuerdo con la información reportada por las dependencias gubernamentales encargadas de la construcción de presas, principalmente la S.A.R.H. y la C.F.E., se puede concluir que durante el período de construcción, la probabilidad

de la ocurrencia de una falla por deslizamiento es menor que cuando la presa se encuentre en operación.

Conviene mencionar que en México solamente se registraron dos fallas por deslizamiento de taludes, entre los años 1940 y 1960. La primera de ellas ocurrida en el dique Pescaditos de la presa Presidente Alemán, se presentó después de una lluvia intensa deslizando los respaldos sobre el núcleo. Se estabilizaron éstos mediante bermas en ambos lados de la sección primitiva. La segunda, una falla similar a la anterior, pero sólo en el talud de aguas arriba, afectó al dique auxiliar de la presa El Estribón, Jal., después de 18 años de operación; de acuerdo con los estudios realizados, el material de la cimentación resultó una arcilla compacta que, bajo la acción de esfuerzos cortantes elevados, sufrió un proceso de falla progresiva.

De acuerdo con lo expuesto en el Capítulo IV, las condiciones críticas en los análisis de estabilidad serán las siguientes:

1. Para el talud de aguas arriba, se presenta lo más crítico en condiciones finales ante un vaciado rápido. Conviene mencionar que no hay antecedentes de presas cuyo talud mojado haya fallado cuando la presa está llena; en la mayoría de los casos registrados, el deslizamiento del talud de aguas arriba ha ocurrido después de presentarse un vaciado rápido del embalse. Aún y cuando en los análisis de estabilidad en este talud se estudia la opción de involucrar el sismo en un vaciado rápido, es poco probable que ocurra en forma simultánea, aunque no imposible; si se consi-

dera que en realidad un vaciado rápido puede durar varias horas e incluso días. Por lo expuesto anteriormente, se escogió este caso como uno de los tres ejemplos de aplicación realizados en el Capítulo V.

2. Para el talud de aguas abajo, lo más crítico se puede presentar en condiciones iniciales o en condiciones finales, siempre con presa llena y con sismo. Por las razones anteriores se escogieron estos dos casos dentro de los ejemplos de aplicación.

Cuando el factor de seguridad obtenido mediante el método presentado en esta tesis es menor a la unidad, se puede afirmar que la sección estudiada será inestable, por lo que habrá que incrementar su estabilidad mediante la inclusión de bermas, o disminuyendo la pendiente de los taludes, o buscar otra solución como el mejoramiento de las propiedades mecánicas de los materiales de construcción. Siempre será necesario cumplir con los factores mínimos de seguridad indicados en la fig. IV.15.

Ante un aparente problema de inestabilidad en presas, deberá ser cuidadoso su análisis ya que en ocasiones los taludes han fallado por deficiencias en el control de calidad, por ejemplo una mala compactación, o en otros casos una incorrecta estimación de las condiciones a las que estaría sujeta la estructura, lo que pudiera traducirse en una mala estimación de las características mecánicas; esto último mediante la incorrecta suposición de las condiciones en los ensayos de laboratorio, en los materiales de construcción o de los suelos de cimentación.

En ocasiones por simplicidad y rapidez en los cálculos, se omite la corrección que debe hacerse por considerar al sismo actuando en la base de la dovela, en lugar de considerarlo en el centro de gravedad de la misma (corrección por $T'\alpha$). Es deseable que aunque se obtengan factores de seguridad mayores a los mínimos aceptables, esta corrección se realice en forma rutinaria.

Un factor importante en la evaluación de la estabilidad de presas, lo constituye el trazo correcto de las redes de flujo. Ante la complejidad de los modelos matemáticos adaptados a computadoras, es necesario realizar el trazo de las redes en forma manual, para lo cual se deberán tener especial cuidado en definir las condiciones de frontera y las de trabajo, para lograr redes que cumplan con lo establecido en el Capítulo III.

El método de las dovelas diferenciales presentado en este trabajo no pretende ser la panacea; sin embargo, se ha empleado con éxito en varias dependencias gubernamentales y empresas privadas, tanto en México como en el resto del mundo occidental. Por otra parte, el desarrollo tecnológico de las computadoras ha facilitado y mecanizado el método. Conviene aclarar que se tiene establecido el comprobar siempre en forma manual, los círculos críticos que la computadora reporte.

El autor de esta tesis desea hacer patente, que el desarrollo del método expuesto se trató de realizar con amplio detalle, sobre todo en lo referente a los ejercicios de aplicación, deseando le sea de utilidad a los técnicos en el diseño de presas.

Para concluir con este trabajo, vale la pena recordar las palabras expresadas por el profesor Arthur Casagrande en su conferencia, dictada en la reunión de la Boston Society of Civil Engineers, el 15 de febrero de 1950, palabras que aún son de actualidad: "Deseo hacer hincapié en que, desde el punto de vista del valor de los resultados, no importa cuál procedimiento se use para hacer el análisis de estabilidad. Todos los procedimientos anteriormente mencionados son de mecánica simple, y sus resultados sólo difieren en un pequeño porcentaje. En consecuencia, no vale la pena discutir sobre cuál procedimiento es el más preciso. La exactitud de un cálculo de estabilidad no depende de los detalles del procedimiento que se siga para analizar el equilibrio de un sistema de fuerzas, sino de la correcta evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante hecha sobre la base de un estudio adecuado."

B I B L I O G R A F I A

- Raúl J. Marsal y
Daniel Reséndiz Núñez
- Presas de Tierra y Enrocamiento
Editorial Limusa
1975, México, D.F.
- Oscar Vega Roldán y
Felipe I. Arreguín Cortés
- Presas de Almacenamiento y
Derivación.
División de Estudios de Pos-
grado. UNAM. Publicación D-32
1981, México, D.F.
- Oscar Vega Roldán
- Apuntes de Presas de Contra-
fuertes.
C.I.E.P.S., S.C. (Ingenieros
Consultores y Proyectistas)
México, D.F.
- Carlos Espinosa González
- Tesis Profesional: Análisis
Preliminar de Esfuerzos en
Presas de Contrafuertes.
UNAM, Fac. de Ingeniería
1977, México, D.F.
- Alberto Menache Varela
- Apuntes de la clase de Presas
de Almacenamiento y Deriva-
ción.
UNAM, Fac. de Ingeniería
México, D.F.

Karl Terzaghi y
Ralph Peck B.

Mecánica de Suelos en la
Ingeniería Práctica.
Traducción O. Moretto
1955, Editorial Ateneo

Eulalio Juárez Badillo y
Alfonso Rico Rodríguez

Mecánica de Suelos, Tomo I
Fundamentos de Mecánica de
Suelos.
Editorial Limusa
1975, México, D.F.

Secretaría de Recursos
Hidráulicos. Dirección
de Proyectos. Departamen-
to de Ingeniería Experimenta
l

Manual de Mecánica de Suelos.
Quinta Edición.
1970, México, D.F.

Instituto Politécnico
Nacional. Centro de Actua-
lización Profesional

Apuntes del Curso: Mecánica
de Suelos Aplicada a la In-
geniería Hidráulica.
1980, México, D.F.

Raúl J. Marsal y
Daniel Reséndiz Núñez

Análisis del Flujo de Agua
Instituto de Ingeniería.
Publicación 183. UNAM
México, D.F.

Harry R. Cedergrén

Seepage, Drainage and Flow
Nets.
John Wiley and Sons
1967, New York, E.U.A.

Eulalio Juárez Badillo y
Alfonso Rico Rodríguez

Mecánica de Suelos, Tomo III
Flujo de Agua en Suelos
Editorial Limusa
1975, México, D.F.

Jehová Guerrero y Torres

Fuerzas de Filtración en
Presas de Tierra.
Revista de Ingeniería Hidráulica
de México
1960, México, D.F.

Secretaría de Recursos
Hidráulicos. Dirección de
Proyectos. Departamento
de Ingeniería Experimental

Apuntes didácticos de: Análisis
del Cálculo de Estabilidad de
Taludes.
1951, México, D.F.

José Luis Villegas de la
Fuente

Tesis Profesional: Estudio
para la Construcción de la
Presa Bacurato, Sin.
UNAM, Fac. de Ingeniería
1974, México, D.F.

J. Abraham Díaz Rodríguez

Tesis Profesional: Diseño de
la Cortina para la Presa Madín,
México.
UNAM, Fac. de Ingeniería
1966, México, D.F.

Eulalio Juárez Badillo y
Alfonso Rico Rodríguez

Mecánica de Suelos. Tomo II
Teoría y Aplicaciones de la
Mecánica de Suelos.
Editorial Limusa
1975, México, D.F.

Enrique Tamez González

Principios Generales de Dise-
ño y Construcción de Presas
de Tierra.
Revista Ingeniería Hidráulica
de México.
1965, México, D.F.

Secretaría de Agricultura
y Recursos Hidráulicos
Dirección de Ingeniería
Experimental

Manual de Mecánica de Suelos.
Tomo V. Diseño de Estructu-
ras Térereas.
1980, México, D.F.

Raúl J. Marsal

Quinta Conferencia "Nabor
Carrillo", Sociedad Mexicana
de Mecánica de Suelos.
1980, Morelia, México.

Arthur Casagrande

Notas sobre el Diseño de
Presas de Tierra. Conferencia
sustentada en la reunión de
la Boston Society of Civil
Engineers, el 15 de febrero
de 1950.