

24
103



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS SISMICO ESTATICO DE MUROS
DE RETENCION**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MARIA TERESA JURADO RUEDA

DIRECTOR DE TESIS M. EN I. AGUSTIN DEMENEGHI C.

MEXICO, D. F.

1986



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 N D I C E

CAPITULO I

INTRODUCCION

I.1 Breviario	2
I.2 Desarrollo del Trabajo	2

CAPITULO II

CARACTERISTICAS DE LOS SISMOS

II.1 Introducción	10
II.2 Origen de los Sismos	11
II.3 Efecto Geológico de los Sismos	13
II.4 Profundidad a la que se Originan los Terremotos	15
II.5 Distribución de las posibles zonas sísmicas	16
II.6 Regionalización Sísmica de la República Mexicana	17
II.7 Tipos de Ondas Sísmicas	23
II.8 Medición de la intensidad y magnitud de los sismos	24
II.9 Registro de los sismos	29
II.10 Breve Relato	30
II.11 Descripción y ecuación de equilibrio dinámico	32

CAPITULO III

DETERMINACION DEL EMPUJE DE TIERRAS

III.1	Antecedentes	38
III.2	Factores que influyen en el diseño de un muro de retención	39
III.3	Teoría de empujes para muros de altura mayor a 6.0 m	50
III.3.1	Estados Plásticos de Equilibrio de Rankine	53
III.4	Influencia de la rugosidad de la pared de contacto	57
III.5	Teoría de Coulomb para empujes	58

CAPITULO IV

ANALISIS SISMICO ESTATICO

IV.1	Antecedentes	63
IV.2	Método de Coulomb, para análisis de empujes sobre muros de retención	64
IV.3	Método de Culmann	65
IV.4	Modificaciones necesarias al método de Culmann para análisis sísmico	68

CAPITULO V

VARIACION DEL EMPUJE DE TIERRAS CON LA ALTURA Y EL COEFICIENTE SISMICO

V.1	Introducción	76
V.2	Influencia de la variación de las propiedades mecánicas	77

V.3	Influencia de la variación de la variación de la altura y el coeficiente sísmico	78
V.4	Análisis Sísmico Estático	80
V.5	Ejemplo	97

CAPITULO VI

CONCLUSIONES	101
--------------	-----

BIBLIOGRAFIA	105
--------------	-----

C A P I T U L O I

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

I.1 Breviario

El presente trabajo estará encaminado a resaltar y hacer incapié en la importancia que representa el realizar un correcto análisis del empuje de tierras para el diseño de un muro de retención, en lo que a efecto sísmico se refiere; pretendiendo resaltar que no basta con la estimación de esta fuerza como un porcentaje del empuje calculado, sino que es necesario realizar un estudio con un poco de mayor detalle, por medio del cual se podrá apreciar la diferencia existente entre las dos formas de considerar el efecto sísmico.

I.2 Desarrollo del Trabajo

Inicialmente se presenta un capítulo en el cual se tratan conceptos como: origen y causas de los sismos, en el cual se expone una descripción de su ocurrencia, de su distribución en la corteza terrestre, la profundidad a la cual se calcula se ubicó el foco y como se clasifican por esta característica; se incluye una breve descripción de los aparatos con ayuda de los cuales se detectan los movimientos de la corteza terrestre.

Se presentará una distribución aproximada y somera de la regionalización de ocurrencia de los sismos en la corteza terrestre, debiendo recordar que este-

tipo de fenómeno no es privativo de una región en especial sino que se presentan en cualquier zona aunque esta no esté ubicada dentro de la clasificación ya existente.

En cuanto a diseño sísmico la República Mexicana se divide en cuatro zonas, siendo la zona A la de menor intensidad y D la de mayor intensidad sísmica.

Se presenta una clasificación de los tipos de terrenos en los cuales se cimienta el muro de acuerdo a la rigidez del suelo, para cada uno de los tipos de este último y de acuerdo a la zona sísmica donde se esté estudiando se tendrá un coeficiente sísmico diferente.

Los sismos se detectan a través de ondas, las cuales se distinguen por su patrón de ocurrencia y por su propagación en los diferentes medios que constituyen la corteza terrestre.

La intensidad de un sismo se medirá con ayuda de dos escalas: Mercalli y Richter.

Tomando en cuenta la regionalización sísmica de acuerdo a la intensidad del movimiento, se especifican los coeficientes sísmicos para cada una de las zonas sísmicas, dicho valor será el que marque la magnitud del incremento en el empuje que ejerza el relleno sobre el elemento de contención.

Una vez teniendo un bosquejo general en -- lo que ha sismos se refiere, se puede introducir el concepto de análisis de empuje de tierras en un muro de contención, para lo cual influyen varios aspectos tales como: su altura y tipo de suelo de cimentación, tipo de material de relleno, drenaje, etc.

Se presenta un método debido a K. Terzaghi en el capítulo III inciso 2 , que se basa en experien---cias y se restringe a muros con altura no mayor a 6.0 m considerando para este cuatro casos de acuerdo a la geometría de la superficie de relleno y a la existencia de sobrecarga en dicha superficie.

Para muros con altura mayor a 6.0 m y ~~ter~~reno de cimentación blando, existen varios criterios de análisis; de forma comparativa se exponen dos métodos de análisis para muros de contención, que básicamente se enmarcan en las mismas hipótesis teóricas y que llevan a - resultados semejantes y que resultan lógicos; dichos métodos son el debido a Rankine y a Coulomb, el primero tomando en cuenta los estados plásticos de equilibrio activo o pasivo, a que pueda estar sujeto el muro de contención, llega a la obtención de expresiones que nos proporcionan el valor del empuje ejercido por el relleno, esto en el capítulo III inciso 3.

Coulomb considera algunas otras variables- como es el contacto muro-suelo y restringe la generación de estados plásticos a una cuña de suelo crítica,

En el capítulo IV, se presentará un método de análisis sísmico estático para muros de contención, - debido a Sergio Corral Valenzuela y Luis Francisco León-Vizcaino, los cuales basados en las hipótesis de Coulomb y Rankine las conjuntan y proponen un método gráfico que evita los tanteos y nos conduce a la obtención de un máximo empuje asociado a una cuña crítica de desplazamiento.

Coulomb al igual que Culmann proponen algunas modificaciones a sus métodos para tomar en consideración el efecto sísmico y poder obtener el máximo empuje asociado a este fenómeno con características estáticas, - valor con el cual poder diseñar el muro de contención.

El método de Culmann modificado para análisis por sismo en muros de retención desarrollado por Sergio Corral Valenzuela y Luis Francisco León Vizcaino, será la herramienta que utilizaré para llevar acabo cada uno de los ejercicios que me condujeron a las gráficas - paramétricas finales, de las cuales como objetivo de este trabajo, es que sean un elemento rápido y fácil de -- consulta, para poder tener un valor inmediato y confia--

ble de la magnitud del empuje ejercido sobre un muro de contención, de acuerdo a la zona sísmica en que se este-trabajando, el ángulo de fricción interna del material - de relleno y de la altura de dicho muro de retención.

Para probar la veracidad de las gráficas a concluyentes se propone un ejemplo de aplicación comparativo, resolviéndolo a través de las gráficas y con el método modificado de Culmann debido a los autores ya antes mencionados, que respalde la aplicabilidad de lo expues-to a lo largo de este trabajo y de la confiabilidad de - las gráficas para su uso posterior.

Se tratará con un poco de detalle lo refe-rente a la ocurrencia de los empujes, la situación que - define un caso activo de otro pasivo y como deben de analizarse cada uno de ellos, para considerar correctamente la situación que se presente en cada caso.

Con el objeto de apreciar si existe alguna influencia en el empuje resultante, se realizaron análisis para tres alturas de muros diferentes, con tres coeficientes sísmicos distintos y para tres suelos cuyas características mecánicas de tipo puramente friccionante, - como material de relleno del muro, así como se harán los comentarios pertinentes observados en dichos análisis.

Cabe hacer mención de que el método de aná

lisis que se empleará es de tipo estático, en el cual -- el sismo se reduce a la acción de una fuerza que de ninguna manera es repetitiva, como en realidad se presenta una fuerza sísmica, así de forma ilustrativa se comenta el análisis sísmico dinámico para una masa con un grado de libertad, en el cual se pretende reproducir o considerar ese efecto oscilante que da el sismo.

También es de considerarse que dicho análisis dinámico está diseñado para edificaciones cuya --- idealización se asemeja a las teorías en las cuales se -- basa dicho análisis, así para un muro de contención no -- es muy real que su masa pueda concentrarse idealmente en un punto y que pueda apegarse a las hipótesis que para -- este tipo de análisis se consideran, cabe hacer mención-- de que existen análisis dinámicos especiales para muros, elaborados por el Instituto de la U.N.A.M., pero que para fines de este trabajo quedan fuera de su alcance.

CAPITULO II

CARACTERISTICAS DE LOS SISMOS

La natutaleza enferma estalla con frecuencia en extrañas erupciones; a menudo la tierra, de fértiles entrañas es convulsionada y perturbada por una especie de cólico procedente del aprisionamiento de un viento indisciplinado dentro de su vientre; el cual esforzandose por salir sacude a la vieja señora tierra y echa abajo los campenarios y las torres reverdecidas de musgo.

HOTSPUR EN EL REY ENRIQUE IV
PARTE I: ACTO III, ESCENA I
WILLIAM SHAKESPEARE.

II.1 Introducción

El hecho de tener una actitud mental en la cual se piense que los movimientos del terreno son un fenómeno natural, que sobre todo en algunos lugares y en cierto tipo de terrenos es la causa de que con demasiada frecuencia se omita un estudio de tales circunstancias, para tomarse en cuenta hasta después que ya se han causado los daños influyendo intensamente sobre las estructuras geológicas existentes, es la causa por la que los sismos suelen causar daños irreparables a las obras del hombre.

El tema general de los movimientos, tiene una gran importancia no únicamente por los trastornos y gastos que pueden producir en una obra en construcción, sino también por la posible pérdida de vidas en obras ya terminadas; catástrofes que la ingeniería puede evitar.

Al ingeniero le afectan mayormente los aspectos de detalle y se esfuerza por conocer las causas de los corrimientos y terremotos para poder prever los problemas que puedan surgir debido a estos. No obstante las obras sufren en menor o mayor grado por esta causa.

El factor básico de todos los estudios --

acerca de los movimientos es el hecho de que la corteza terrestre está compuesta de materiales sólidos que reaccionan ante las presiones. De casi igual importancia es el hecho de que los elementos de la corteza obedecen a las leyes de gravedad; esto tiene su importancia porque, nos recuerda que la principal causa de todos los movimientos en pequeña escala del terreno, tales como corrimientos y desprendimientos de rocas, obedecen a la acción de la gravedad. Los movimientos menores del terreno no son pues, un misterio, sino el resultado inevitable de la inestabilidad de un trozo de la corteza terrestre y están sujetas, por completo, a las leyes de la mecánica; atendiendo a este razonamiento podemos decir que un terremoto es el originado por la repentina cedencia de una parte de la corteza terrestre, a las tensiones creadas por el desequilibrio existente en otras partes contiguas. Pero cabe aclarar que el presente trabajo no tiene el propósito de adentrarse al estudio de estas causas, sino que de alguna manera tratar de resaltar la importancia de estos fenómenos y tenerlo en cuenta para la realización de obras de modo que estén seguras principalmente en aquellos países en que estos movimientos sean más frecuentes.

II.2 Origen de los Sismos

Intimamente ligados con los grandes movimientos naturales de la corteza llamados "terremotos" es

tá la actividad volcánica. Los terremotos se deben a causas tectónicas o volcánicas; más comunmente a las tectónicas y en la mayoría de los casos dejan deformaciones permanentes en la corteza .

Los movimientos de la corteza capaces de alterar la topografía local, por lo general, confinados a ciertas partes de la superficie terrestre llamadas regiones sísmicas, coinciden casi con aquellas en las que existen volcanes activos, pues ambos fenómenos obedecen a que dichas regiones, en su mayoría cercanas a los bordes de las masas continentales son zonas débiles de la corteza terrestre. No obstante los terremotos no están limitados en absoluto a esas regiones sísmicas, sino que se producen temblores en casi todos los lugares del mundo.

Debe descartarse que los verdaderos movimientos de la corteza terrestre no son el resultado de los terremotos, sino por el contrario, son la causa de los fenómenos que le siguen. Las enormes masas de material que intervienen en dicho movimiento producen grandes movimientos dinámicos. El principal resultado del movimiento es sin embargo que las ondas, o más propiamente vibraciones sísmicas, se inician en el seno de la corteza terrestre, recorren grandes distancias y a ellas se debe que un movimiento localizado de la corteza pueda --

tener efectos desastrosos sobre grandes extensiones.

II.3 Efectos Geológicos de los Sismos

A consecuencia de los terremotos se ha visto modificada la topografía, aunque de poca importancia desde el punto de vista geológico, pero que para las vidas humanas son desastrosos, se forman grietas, se perturba el funcionamiento de manantiales y geysers por alteración de las aguas subterráneas, la tierra se desplaza hundiéndose en algunas zonas y en otras levantándose, a lo largo de las costas es más notorio debido al hundimiento de alguna de ellas y a la elevación por arriba -- del nivel del mar de otras; ocurren deslizamientos en los lomeríos y avalanchas de nieve. Uno de los efectos más espectaculares y desastrosos es la formación de "Tsunamis" u "olas de marea", formadas en el mar y que alcanzan velocidades de 960 Km/hr y alturas mayores de 30 m.

Como ya se mencionó anteriormente, si bien es geológica la causa de los sismos, la topografía local puede tener una marcada influencia sobre los efectos de los sismos, como lo demuestra el hecho de que no se perciban en las minas profundas situadas en las regiones -- sísmicas. Puesto que las ondas viajan a diferentes velocidades en distintos medios, es lógico que también sean diferentes sus efectos en rocas firmes y en materiales --

materiales sueltos, como se ha comprobado en la práctica, donde los daños son mucho mayores en terrenos sueltos -- que en aquellos en que afloran macizos rocosos. Son posibles mayores amplitudes de vibración en las primeras --- que en las últimas y, en consecuencia, deben esperarse - mayores aceleraciones en los materiales blandos. Un comité de expertos japoneses ha sugerido que la intensidad - relativa de los daños de los terremotos sobre diferentes tipos de terrenos es aproximadamente:

terrenos pantanosos	1.5
terreno aluvial	1.0
terreno deluvial (más antiguo y conso <u>lido</u> lidad)	0.7
rocas terciarias	0.4

Es evidente la importancia de todos estos factores en el proyecto y construcción de obras. En las ciudades situadas en las regiones sísmicas suelen existir prescripciones locales a las que deben ajustarse los proyectos; una regla común es la de que las estructuras sean capaces de resistir las fuerzas dinámicas horizontales en ellas causadas por los sismos.

En otras áreas, sin embargo, no hay normas que le sirvan de guía al ingeniero, el cual tendrá que estudiar la historia sísmica del lugar para intentar descubrir algún rango especial, estudio al que es completo

mento indispensable el de la geología local.

II.4 Profundidad a la que se originan los terremotos

La fuente de las ondas iniciadas por la acción del fallamiento se llama foco y generalmente es un área de extensión limitada a lo largo de la falla. El sitio de la tierra colocado directamente arriba del foco es el epicentro.

Los sismos se clasifican en tres según la profundidad del foco calculada:

- 1.- Sismos Someros: Son más numerosos, se originan aproximadamente a 50 km de la superficie, únicamente en la corteza terrestre, muchos de ellos se inician a tan solo 7 km por debajo de la superficie del terreno.
- 2.- Sismos Intermedios: Este tipo de sismos se han detectado aproximadamente entre 60 y 300 km de profundidad.
- 3.- Sismos Profundos: Que comienzan aproximadamente a los 300 km de profundidad y descienden hasta los 720 km. A tales profundidades la viscosidad del manto es suficiente para permitir

que los grandes esfuerzos lo vigorizan temporalmente, aunque la roca tiende, a la larga, a ceder -- lentamente por cierta clase de flujo plástico.

Estas profundidades arbitrarias identificadas por su patrón de ondas, sin embargo, no han sido correlacionadas con la estructura zonada de la tierra, con la que se deben de corresponder de alguna forma. La máxima energía liberada por los terremotos disminuye a medida que el foco es más profundo indicando una disminución en la resistencia a la ruptura de la roca.

II.5 Distribución de las posibles zonas sísmicas

Las zonas de gran actividad sísmica están ligadas a las zonas de vulcanismo, como ya se mencionó, y a su vez asociadas a las fajas de montañas jóvenes.

Las zonas sísmicas se localizan rodeando los antiguos escudos de los continentes y el enorme bloque estable de la cuenca del Océano Pacífico de la siguiente manera:

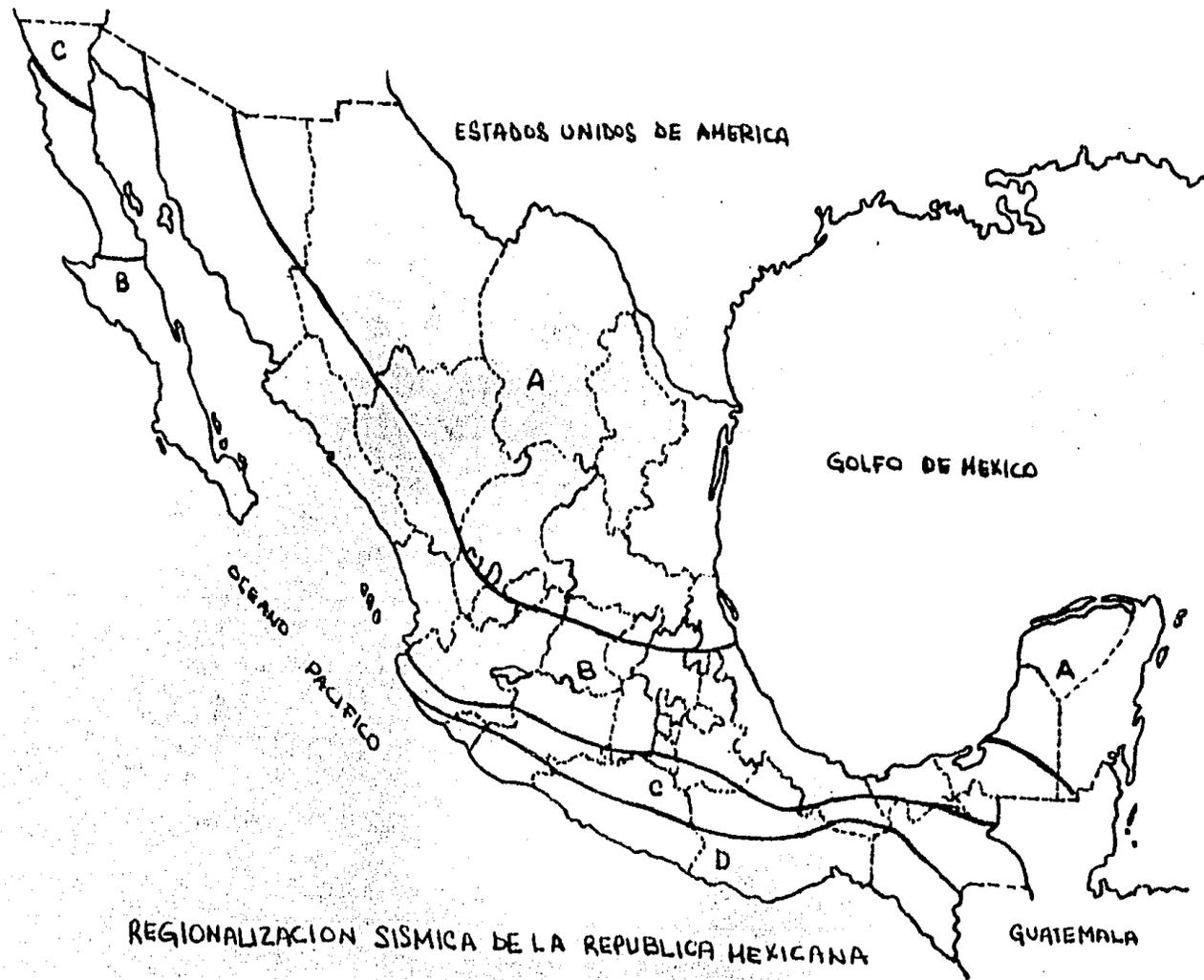
- 1.- Los bordes del Océano Pacífico con muchas ramas complejas incluyendo la ramificación en forma de gaza

del mar Caribe cuyas islas son estructuralmente semejantes a las de la faja del Pacífico, en esta faja existe cerca del 80% de los sismos someros. Los más grandes de los sismos intermedios y profundos están asociados al Japón. Los más profundos se localizan en el triángulo de las islas Fiji, Tonga y Kermadec, que en cualquiera otra parte.

- 2.- La faja Mediterránea-tras-Asiática, que se combina con el área que corre a través de las Indias Orientales.
- 3.- La faja Pamir-Baikal de la Asia Central, se distingue por grandes sismos someros.
- 4.- La cresta Meso-Atlántica que se extiende hacia el Océano Artico y una faja ramificada similar en el Océano Indico, en los que ocurren numerosos sismos someros.
- 5.- Las Islas Hawaianas, los valles hundidos de Africa Oriental y una amplia área triangular en Asia Oriental.

II.6 Regionalización Sísmica de la República Mexicana

Para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas, según se indica en la figura No. 1. La zona A es la de menor in-



REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

Figura No. 1

tensidad sísmica, mientras que la de mayor intensidad es la D.

En los casos en que existen estudios específicos de riesgo sísmico para el sitio de la construcción, se tomará como intensidad de diseño para construcciones del grupo B, a la aceleración y velocidad máxima del terreno que tengan una probabilidad de ser excedidas en 2% (período de recurrencia de 50 años). Para construcciones del grupo A, la intensidad de diseño tendrá una probabilidad de ser excedida en 0.5%.

El tipo de estructura a la cual nos referimos en este trabajo se encuentra clasificada de acuerdo a su destino dentro del grupo B, en el cual se encasillan todas las construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, gasolineras, comercios, bancos, restaurantes, casa habitación privadas, hoteles, edificios de apartamentos y oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por movimiento sísmico pueda poner en peligro otras estructuras de este grupo o del grupo A, el cual agrupa construcciones cuyo funcionamiento sea especialmente importante a raíz de un sismo o que en caso de fallar causaría pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de subestaciones eléctricas, centrales telefónicas,

estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, etc.

Atendiendo a su estructuración se encuentran clasificados los muros de retención dentro del tipo 3. En el tipo 1 se agrupan construcciones en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros, o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. En el tipo 2 se ubican únicamente los tanques. Y en el tipo 4 otras estructuras.

Clasificación de Terrenos de Cimentación.-

Debido a que las características del terreno de cimentación influyen en la forma de vibrar de las estructuras que sobre ellos se construyen, existe la necesidad de clasificar los terrenos de cimentación; atendiendo a su rigidez, se consideran los siguientes tipos de terreno:

TIPO I terreno firme, tal como "tepetate", arenisca medianamente cementada, arcilla muy firme o suelos con características semejantes.

TIPO II suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas o limos no plásticos de mediana o alta compacidad, arcilla de mediana consistencia o

suelos de características semejantes.

TIPO III arcillas blandas muy compresibles.

Los terrenos cuyas propiedades se desconozcan se supondrán pertenecientes al tipo III.

Coeficiente Sísmico .-

El coeficiente sísmico es el factor que -- multiplicado por el peso total de una estructura, proporciona la fuerza cortante horizontal en la base debido a la acción de un sismo, es decir:

$$F_B = c \cdot W$$

donde:

F_B fuerza cortante horizontal en la base

c coeficiente sísmico

W peso total de la estructura

La tabla 2 presenta los valores del coeficiente sísmico que debe tomarse para construcciones del grupo B, tomando en cuenta la región sísmica y el tipo de terreno.

Zona Sísmica de la República	Tipo de suelo	Coefficiente Sísmico (c)
A	I	0.08
	II	0.12
	III	0.16
B	I	0.15
	II	0.20
	III	0.24
C	I	0.24
	II	0.30
	III	0.36
D	I	0.48
	II	0.56
	III	0.64

TABLA NO. 2

Cabe hacer mención de que los valores de los coeficientes sísmicos anotados en la tabla anterior pueden ser utilizados no solamente para el diseño de estructuras por el método estático, sino que también pueden ser utilizados para análisis por métodos dinámicos, pero por no ser motivo de este trabajo sólo se hará una-

breve mención del análisis dinámico a manera ilustrativa en el inciso II.11 de este capítulo, para que se puedan apreciar las diferencias significativas existentes entre las dos formas de análisis.

II.7 Tipos de Ondas Sísmicas

Las ondas sísmicas se generan en el foco y se propagan en todas direcciones como una piedra arrojada en el agua, y de las ondas generadas sólo tres producen la sacudida que se siente y causa daños en un terremoto:

- La onda más rápida, es la primaria u onda P, tiene un movimiento similar a la onda del sonido, comprimiéndose y dilatándose a medida que se propaga, y si el rango de frecuencia está dentro del rango que admite el ser humano o los animales, esta onda será audible. Esta onda se propaga en el interior de la tierra y puede viajar por rocas y por agua.
- La onda más lenta a través del interior de las rocas, es la llamada secundaria u onda S, que viaja por rocas o suelo, pero no por agua (ya que se propaga a base de deformaciones laterales).
- El tercer tipo de onda, es la superficial, que como su nombre lo indica viaja por la superficie de la tierra y no por el interior de esta a diferencia de las dos-

anteriores. Existen dos tipos de ondas superficiales: las love, que mueven el terreno en un plano horizontal a la superficie de la tierra (de un lado al otro); y la onda Rayleigh que se mueve vertical y horizontalmente en el plano vertical.

Al conocer la velocidad de propagación de las ondas P y S y contando con registros de sus tiempos de llegada a los aparatos sísmicos, podremos conocer fácilmente la distancia a la que se generó el sismo, y si tenemos esta información en varios aparatos, podremos conocer el epicentro por medio de una triangulación.

Ningún método es efectivo para poder medir la intensidad de un sismo, pero en su defecto se mide en forma cualitativa de acuerdo a la destrucción de la vida, los efectos geológicos visibles y de las obras. Estos efectos cambian de acuerdo al lugar donde se produzcan, por lo que se trazan curvas isosísmicas de acuerdo al grado de sacudimiento. En el lugar donde se encuentra la mayor destrucción se localizará la primera línea enmarcando la zona y localizando concéntricamente a ésta las curvas de menor influencia.

II.8 Medición de la Intensidad y Magnitud de los Sismos

Se utilizan dos escalas para medir un sis-

mo, la de Richter y la de Mercalli. La primera de ellas se define como el logaritmo en base 10 de la amplitud máxima de la onda sísmica (en milésimas de milímetro) registrada en un sismógrafo patrón a una distancia de 100-Km del epicentro del terremoto; pero como los dos focos sísmicos pueden estar localizados a cualquier distancia de las estaciones, Richter desarrollo un método para tomar en cuenta la atenuación con la distancia al epicentro; como la magnitud se mide en escala logarítmica, un sismo de magnitud cinco por ejemplo, va a ser diez veces menor a uno con magnitud seis y cien veces menor a uno con magnitud siete, y así sucesivamente; también, hay que hacer notar que como la magnitud se obtiene por medio de una fórmula no hay un valor máximo, ya que no es una escala en la que se tengan rangos prefijados.

El método de Mercalli se basa en una tabulación de los efectos sentidos y daños provocados por el sismo, por ello se pueden trazar líneas de igual intensidad en función del destrozo producido, esta escala comprende XII grados de destrucción, variando desde: el no-sentido directamente hasta destrucción casi completa y pérdida de muchas vidas humanas; la cual se reproduce a continuación:

ESCALA DE INTENSIDADES SISMICAS

I... Inapreciable. Efectos marginales y de largo perío-

do consecuencia de terremotos grandes.

II.. Lo sienten las personas que estan paradas en los -
pisos altos o favorablemente colocadas.

III. Se nota dentro de las casas. Los objetos colgados-
oscilan. Vibración como la del paso de camiones li
geros. Puede calcularse su duración. Es posible --
que no sea reconocido como terremoto.

IV.. Los objetos colgados oscilan. Vibración como la del
paso de camiones pesados o sensación de un choque -
como el de una bola pesada golpeando las paredes. -
Los coches parados se mueven ligeramente. Las ventau
nas, puertas y vajillas traquetean. Los vasos vi---
bran. La cerámica se agrieta.

V... Se siente en el exterior; se puede estimar su dura-
ción. Los líquidos se derraman. Los objetos - - -
pequeños o inestables son desplazados o vuelcan. --
Las puertas baten sus hojas. Las persianas y los --
cuadros se mueven. Los relojes de péndulo se paran,
vuelven a andar, cambian su ritmo.

VI.. Lo sienten todos. Las personas andan tambaleándose.
Las ventanas, vajilla y cristalería se rompen. Los-
muebles se mueven o vuelcan. Hace sonar las campa--
nas pequeñas.

VII. Es difícil mantenerse de pie. Lo notan los conductor
res de coches en movimiento. Los objetos colgados-
oscilan fuertemente. Los muebles se rompen. Daños-

en la albañilería. Las chimeneas débiles se rompen por su base. Caída del estucado, ladrillos sueltos, piedras, tejas, cornisas y ornamentos arquitectónicos. Olas en los estanques, agua enturbiada por barro. Pequeños corrimientos y desprendimientos en los taludes de arena y grava. Las campanas grandes tocan. Daños en las zanjas de riego de hormigón.

VIII Afecta la dirección de los coches en movimiento. - Derrumbamientos parciales. Caída de todo el estucado y de algunas paredes de fábricas. Inclinación y caída de chimeneas, monumentos, torres, tanques elevados. La estructura de los edificios se mueve sobre sus cimientos sino esta sujeta a estos; los paneles sueltos se mueven de sus marcos. Se desgajan las ramas de los arboles. Cambios en el caudal o temperatura de los manantiales y pozos. Grietas en terrenos húmedos y en taludes fuertes.

IX.. Pánico general. Las estructuras sino están sujetas a sus cimientos quedan totalmente desplazadas. Deformación de estructuras. Serios daños a los embalses. Rotura de tuberías enterradas. Grietas visibles en el terreno. En areas aluviales expulsión de arena y fango, aparición de manantiales, cráteres en la arena.

X... La mayoría de las obras de fábricas y estructuras de edificios son destrozados junto con sus cimientos. Total destrucción de estructuras de madera ---

bien construídas y de puentes. Serios daños a presas, diques y terraplenes. Grandes corrimientos. El agua es arrojada contra las riberas de los canales, ríos, lagos, etc. La arena y el fango se mueven horizontalmente en playas y terrenos llanos. Los rafi-les se doblan ligeramente.

XI.. Rafles muy torcidos. Conducciones subterráneas totalmente fuera de servicio.

XII. Daños casi totales. Desplazamientos totales de grandes masas de roca. Los objetos saltan por los aires

Debido a que esta escala es muy variable a causa de las estimaciones humanas hechas en cada lugar, se hace uso de la magnitud del efecto de las ondas sísmicas sobre un sismógrafo normal situado a una distancia determinada desde el epicentro. Se obtiene directamente un sismograma, midiendo la máxima amplitud de la traza horizontal. Actualmente la escala Richter es la más usada y clasifica la magnitud de los sismos entre 0 y 9- y expresa el total de la energía liberada.

Los daños causados por un sismo se determinan de acuerdo a su velocidad, su aceleración, su período y duración, la naturaleza geológica de rocas y suelos así como el tamaño, forma, material, diseño y calidad de la construcción de los edificios y estructuras.

II.9 Registro de los Sismos

Son usados tres tipos de aparatos para medir los sismos, los sismógrafos, que arrojan informaciones como la amplitud de la onda así como su período, con lo que podemos conocer la frecuencia (ciclos por segundo); este aparato es muy sensible y capta pequeños movimientos en la corteza, pero si los movimientos son muy grandes no funciona adecuadamente ya que se sale de su rango y la plumilla que marca los registros sale del papel.

Otro aparato es el acelerógrafo, que nos ofrece las aceleraciones producidas en las tres componentes (las dos horizontales y en la vertical); este aparato al igual que el arriba mencionado funcionan a base de masas inerciales y otorgan medidas basadas en la diferencia de movimientos entre estas masas y un marco de referencia "fijo" como es el suelo.

El tercer tipo de aparato es el sismoscopio que funciona como una canica colocada en un plato en el que se van marcando todos los movimientos de la canica, de este aparato obtenemos el máximo desplazamiento de la canica con respecto a su origen, se suele utilizar un sismoscopio en cada piso de un edificio, logrando conocer así el comportamiento de éste frente al sismo.

El registrador de un sismógrafo puede emplear medios mecánicos y ópticos para captar en el sismograma, que es un registro permanente del movimiento, con la ayuda de ampliaciones electromagnéticas de las vibraciones producidas por el sismo.

Se puede utilizar una pluma entintada que marca sobre un rollo de papel que gira por medio de un motor sincronizado; o con un punzón agudo que marca sobre un papel ahumado o químicamente tratado; o por medio de un haz de luz incidiendo en papel fotográfico. Dichas vibraciones suelen ser amplificadas entre 100 y 100 000 veces con el fin de registrarlas a una distancia apreciable del epicentro del sismo y se deben regular con exactitud.

Es importante regular con precisión el movimiento del sismógrafo, ya que el tiempo de llegada de los tres principales tipos de ondas sísmicas, que se describieron anteriormente en el inciso II.7, indicará la distancia a la cual se han originado.

II.10 Breve Relato

Aunque los terremotos o sismos, por fortuna no muy frecuentes, pueden causar grandes destrucciones, resulta sorprendente que su investigación científica sea

de fecha tan relativamente reciente. El terremoto de Lisboa de 1775 es realmente el primero del que existe una descripción científica. El primer sismógrafo no fue construido hasta después de 1880, a continuación de los precursores estudios sísmicos de Robert Mallet, que publicó su primer trabajo en 1862. Su descripción del gran terremoto de Nápoles en 1857 constituyó la primera base firme para poder dar fundamento a la ciencia de la Sismología. Los escritos de Mallet contienen numerosas y excelentes descripciones de daños de edificios; los efectos de los terremotos sobre las obras de ingeniería han sido un estímulo para el estudio fundamental de las fuerzas sísmicas en la relativamente corta historia de esta rama de la ciencia.

La teoría del rebote elástico (desarrollada para interpretar al desastre de San Francisco en 1906) explica la asociación característica de los terremotos con los fallamientos. Independientemente de su intensidad o de la profundidad a la cual se originan, o que las fallas sean horizontales, verticales o inclinadas, los patrones de ondas de los terremotos son básicamente semejantes. A medida que los esfuerzos se acumulan en la roca a ambos lados de la falla, ésta es presionada fuertemente distorsionándose con lentitud hasta alcanzar su límite elástico. Entonces, cuando la roca se rompe repentinamente, libera la energía acumulada en forma de ondas sísmicas, produciéndose un estallido e inmediata-

mente después de él, tratará de recuperar su forma primitiva. Los choques antecedentes y particularmente los choques consecuentes son parte del patrón sísmico normal.

II.11 Descripción y Ecuación de Equilibrio Dinámico

Sistemas de un grado de libertad.- En la figura no. 2, se muestra un sistema con un grado de libertad, - constituido por una masa (m) la cual puede desplazarse horizontalmente una distancia (u); la masa se encuentra unida a una base por medio de dos elementos: uno - elástico y otro amortiguador, esta base tiene la posibilidad de desplazarse en sentido horizontal una distancia S_0 .

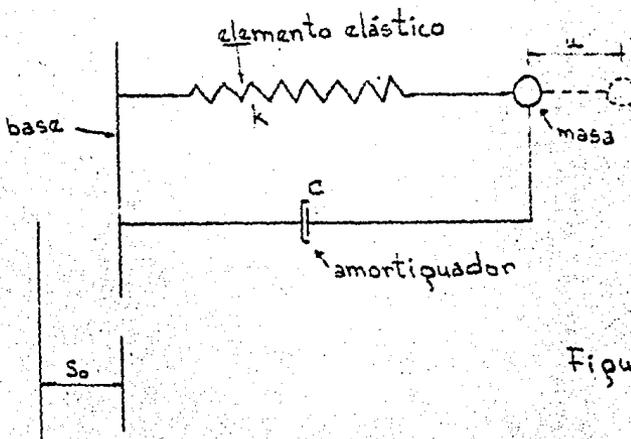


Figura no. 2

Cuando este sistema se mueve, interactúan la fuerza de inercia que asocia a la masa con su aceleración, la fuerza de rigidez y la de amortiguamiento. El -

caso más sencillo se presenta cuando la fuerza de rigidez y de amortiguamiento son proporcionales al desplazamiento u y a la velocidad \dot{u} de la masa con respecto a su base, siendo k y c las correspondientes constantes de proporcionalidad, que se considera no cambian con el tiempo. Así la ecuación de equilibrio dinámico, usando el principio de D'Alembert resulta:

$$m\ddot{x} + c\dot{u} + ku = 0 \quad \text{I}$$

siendo $x = u + s_0$

Sustituyendo en I:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{s}_0 \quad \text{II}$$

pero como:

$\omega = \sqrt{k/m}$ frecuencia circular natural del sistema

$c_{cr} = 2\sqrt{km}$ amortiguamiento crítico

$\xi = c/c_{cr}$ coeficiente o relación de amortiguamiento

dividiendo la ecuación II entre m , se tiene:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{s}_0 \quad \text{III}$$

El sistema anterior puede tener vibraciones libres cuando la masa se mueve pero la base permanece inmóvil y no actúan fuerzas exteriores. Así el segundo miembro de la expresión se anula y su solución es:

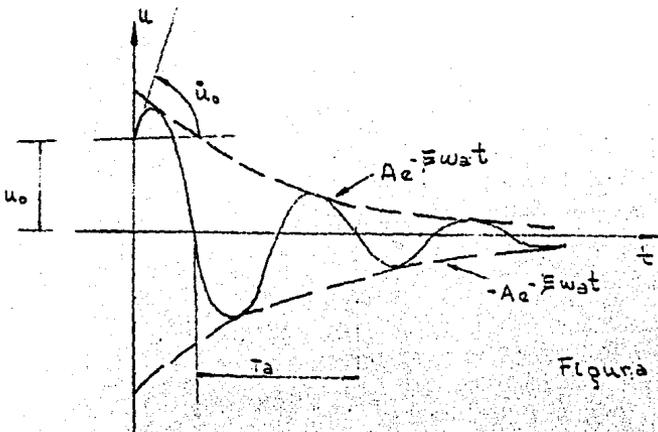
$$u = u(t) = A e^{-\xi\omega t} \cos \omega_d (t-T) \quad \text{IV}$$

donde:

$$\omega_a = \omega(1 - \xi^2)$$

ω_a — es la frecuencia natural amortiguada del sistema

Quando el amortiguamiento es igual al crítico, o sea $\xi = 1.0$, se tiene $\omega_a = 0$, y $u = A_2 e^{-\xi \omega t}$, lo cual indica que la masa se mueve sin oscilar y vuelve a su posición de equilibrio estático después de un tiempo infinito. Si el amortiguamiento es menor, la ecuación IV describirá un movimiento periódico de la masa m , con frecuencia ω_a y con amplitud decreciente $A_2 e^{-\xi \omega t}$, según figura no. 3.



Para estructuras usuales el amortiguamiento suele no exceder el 10% del crítico, por lo que $\omega_a = 0.995 \omega$; con lo que se puede concluir que el amortiguamiento en la frecuencia de vibración es pequeño. Siendo el efecto más importante del amortiguamiento el de disminuir la amplitud de la vibración en el tiempo.

Si la base del sistema esta en movimiento - -
no se podrá eliminar el segundo miembro de la ecuación -
III, y la solución esta dada por la expresión:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_a} \int_0^t \ddot{S}_0(\tau) \exp\left\{-\xi \omega (t-\tau)\right\} \sin \omega_a (t-\tau) d\tau$$

que proporciona el valor del desplazamiento de la masa \rightarrow
en un instante t ; los parámetros importantes serían los
de la velocidad y aceleración de la masa en valores absol
lutos, y se podrían obtener derivando sucesivamente la -
expresión anterior.

Si se conoce la aceleración producida por-
un sismo, el valor de u y de sus derivadas dependería --
de la frecuencia natural ω y del amortiguamiento del sis
tema.

Por lo que se acostumbra para una acelera-
ción dada, fijar el valor del amortiguamiento y proponer
valores de ω lo que equivale a variar el período de vi--
bración de la estructura, y obtener diferentes valores. -
de desplazamiento u ; de los cuales se escoge el máximo--
de ellos para graficarlo contra el valor del período, --
obteniendo el espectro de la respuesta en cuestión.

Es frecuente obtener el espectro de despla-
zamiento D y en lugar de las velocidades y aceleraciones
dibujar las cantidades $V = \omega D$ y $A = \omega^2 D$, que se denominan es-
pectros de pseudovelocidades y pseudoaceleraciones, respec

tivamente. Es posible trazar estos tres espectros (D, V, A) en una sola gráfica, propuesta por Newmann. Se debe destacar que la fuerza máxima en el elemento elástico k es igual a:

$$k D = \frac{k}{m} m D = m \omega^2 D = m A$$

Cualquiera de los espectros de un sismo -- proporciona los datos necesarios para el diseño de estructuras con un grado de libertad, con solo conocer el período natural y el amortiguamiento de la misma.

CAPITULO III

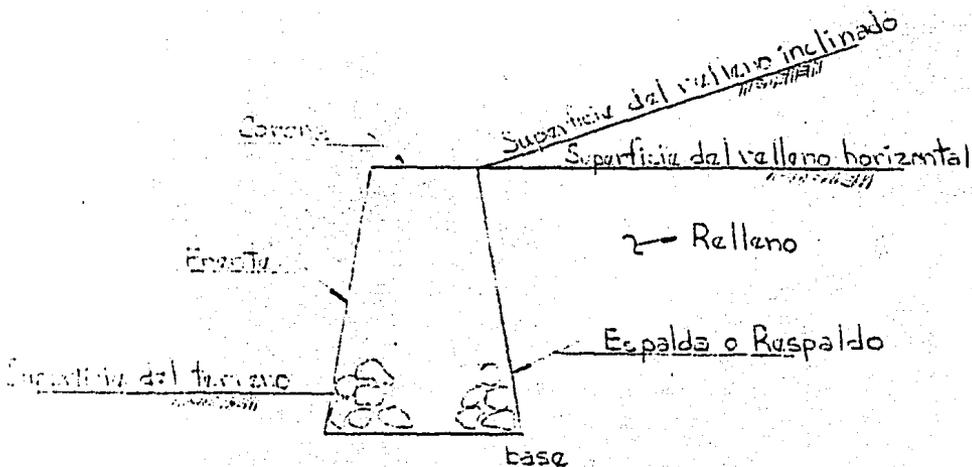
DETERMINACION DEL EMPUJE

DE TIERRAS

III.1 Antecedentes

Un muro de retención es una estructura, ya sea de mampostería o de concreto, diseñada para mantener alguna diferencia de niveles del suelo y que por alguna causa se requiera de que se conserve dicha diferencia, - como puede ser el estribo de un puente, una sección en balcón para un camino, para almacenamiento de agua, etc.

Este tipo de estructuras se clasifican dentro de los elementos de soporte, como un elemento de tipo rígido, siendo el relleno o nivel superior de tierra, la parte del sistema que genera la presión. Existe una nomenclatura especial que nombra cada una de las partes que conforman el muro, que se mencionan en seguida:



III.2 Factores que Influyen en el Diseño de un Muro de Retención

Para realizar el diseño de un muro de retención que cumpla con las condiciones adecuadas para su funcionamiento, se debe de tomar en consideración el tipo de relleno utilizado, contar con un buen drenaje y basándose en la evaluación de empuje de tierras, verificar la estabilidad del conjunto y estructural del muro.

Los muros de retención se dividen en dos grandes categorías:

- # Muros de altura menor a 6.0 m, cimentados en un terreno poco compresible como arena y grava densas, roca o arcilla compacta, con un sistema adecuado de drenaje y que tienen la peculiaridad de poder sufrir desplazamientos que permitan un desarrollo completo de la resistencia al corte del relleno (se diseñan en base a un método semiempírico simplificado).
- # Muros de altura mayor a 6.0 m, o que no satisfagan las anteriores condiciones (deben diseñarse tomando en cuenta la teoría de empujes).

Los materiales existentes que pueden constituir rellenos en muros de retención se dividen en dos

tipos:

a) Rellenos adecuados.-

1. Material grueso libre de partículas finas muy permeable, (arena o grava limpias GW, GP, SW, SP).
2. Material grueso de baja permeabilidad a causa de la presencia de partículas finas (GM, GC, SM, SC).
3. Suelo residual con piedras, arena fina limosa y material granular con algún contenido de arcilla (ML, CL, con grava o piedras).
4. Arcilla blanda o muy blanda, limo orgánico o arcillas limosas (CH, MH).
5. Arcilla medianamente compacta o muy dura, en estado natural o desecada, depositada en grumos y protegida en tal forma que, durante inundaciones o aguaceros, una cantidad despreciable de agua penetre en los espacios entre dichos grumos. Si no se satisface esta condición, no debe usarse la arcilla como material de relleno, mientras más desecada y rígida sea la arcilla la condición del muro debida a la infiltración del agua se vuelve más crítica -- (CH, desecada).

b) Rellenos Inadecuados.--

Suelos cuyas propiedades son particularmente desfavorables y pueden producir fallas catastróficas - - como:

- + Arenas sueltas finas y uniformes ($C_u > 6$), - en estado saturado y sujetas a impactos por ondas sísmicas.
- + Limos parcialmente saturados de alta relación de vacíos ($e \geq 1$) sufran bruscos asentamientos bajo cargas al aumentar el contenido de agua.
- + Arcillas plásticas parcialmente saturadas - que se expanden al aumentar el contenido de agua.

Drenaje:

Señalado como un elemento de gran importancia que contribuye a la estabilidad del muro, es el sistema de drenaje. Este filtro se colocará sobre la espalda del muro y estará constituido por un material que sea 100 veces mayor su permeabilidad a la del relleno. Este material de filtro deberá contener menos del 8% por peso de partículas finas y cumplir con las condiciones de - - granulometría.

Este filtro debe ser de 40 cm de espesor-

como mínimo y estar comunicado cerca de la base del muro con drenes formados por tubos de 10 cm de diámetro, espaciados cuando menos 3.0 m en sentido vertical y horizontal; la pendiente de dichos drenes necesita ser por lo menos de 2%. Es adecuado el empleo de cualquier dispositivo superficial que impida la infiltración del agua de lluvia en el relleno.

Presión Activa del Relleno:

Se llama presión activa a la ejercida por el relleno sobre el muro, y con el fin de calcular el empuje de dicho relleno, es necesario determinar el tipo de éste y clasificarlo dentro de alguno de los tipos especificados anteriormente, este método -- fue desarrollado por K. Terzaghi basado en experiencias anteriores y en la suya propia y que constituye el método más seguro, pero restringido a muros de altura de -- 6.0 m como máximo.

Este método abarca cuatro casos frecuentes en la práctica, en cuanto a la geometría del relleno y la condición de cargas.

- 1o. La superficie del relleno es plana, inclinada o no, y sin sobrecarga alguna.
- 2o. La superficie del relleno es inclinada, a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel en que se torna horizontal.

- 3o. La superficie del relleno es horizontal y - sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida.
- 4o. La superficie del relleno es horizontal y - sobre ella actúa una sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

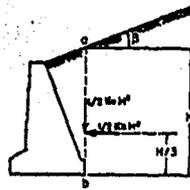
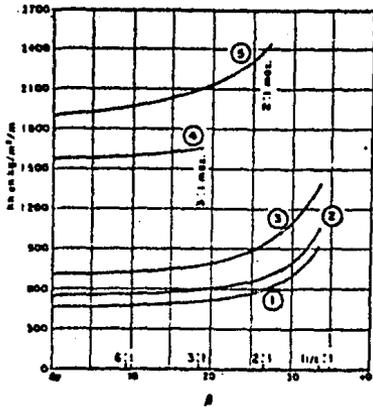
Para el caso lo., la solución se da con la aplicación de las expresiones:

$$E_H = \frac{1}{2} k_H H^2$$

$$E_V = \frac{1}{2} k_V H^2$$

que forman las componentes horizontal y vertical, del empuje ejercido por el relleno, el punto de aplicación de estas fuerzas se localiza a una tercera parte de la altura H^* del muro, medida desde su base. Los valores de k_V y k_H se obtienen de las gráficas que se encuentran en las figuras no. 1 y 2, relacionando el tipo de material del relleno y la inclinación de la superficie de dicho relleno.

* Deberá considerarse de acuerdo al criterio ilustrado en la figura correspondiente, y para relleno tipo 5, el valor de H se reducirá en 1.20 m de su valor original, para todos los cálculos necesarios.



Los números en las curvas indican el tipo de material.
 Para materiales del tipo 3 los cálculos se realizan con una altura, H, menor que la real en 1.20 m.

Figura no. 2

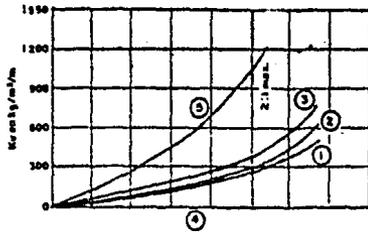
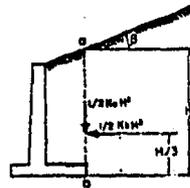
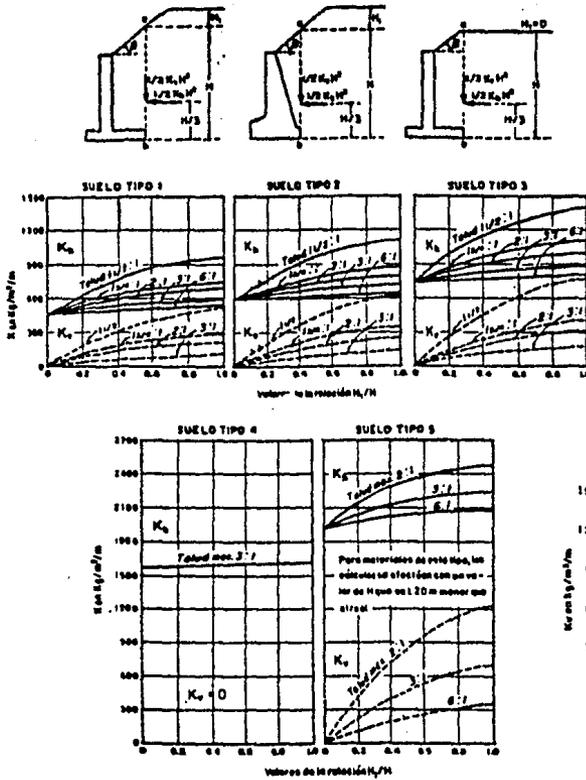


Figura no. 1

Figura no. 3

Para el caso 2o. se utilizarán las mismas expresiones para la obtención de las componentes horizontal y vertical del empuje y los coeficientes k_v y k_H se leerán de las gráficas de la figura no. 3, en esta figura se muestran los criterios que pueden seguirse para medir las alturas usadas, los puntos y planos de aplicación.

Para el caso 3o., se verá incrementada la presión horizontal en un valor uniforme equivalente a:

$$P = C q$$

donde:

- q - sobrecarga uniformemente repartida
- C - coeficiente de influencia, tomado de la tabla I, que se reproduce a continuación.

TABLA I

Tipo de Relleno	C
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

Para el caso 4o., se considerará que la se-

carga ejerce sobre el plano vertical en que se aceptan -
aplicados los empujes una carga concentrada que vale:

$$P = C q'$$

donde:

q' - carga lineal uniforme

C - coeficiente de influencia de la tabla I

Para obtener el punto de aplicación de P , se requerirá de la ayuda de una simple construcción como la mostrada en la figura no. 4, si la línea de 45° resulta pasar por debajo de la base del muro se podrá despreciar el efecto de la sobrecarga. Adicionalmente esta sobrecarga superficial, produce un incremento de presión vertical en la losa de cimentación del muro que se obtendrá, considerando una influencia de 60° a partir de q' uniforme en todo el tramo $x-x_0$, cuya magnitud será $q'/x-x_0$, considerando unicamente la región que se localiza sobre la losa de cimentación $x'-x'_0$.

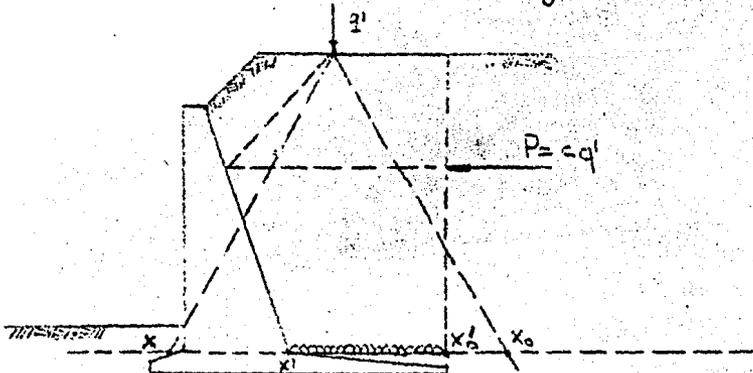


Figura no. 4

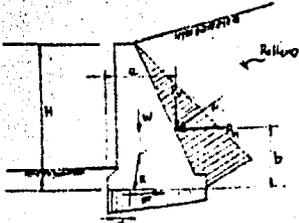
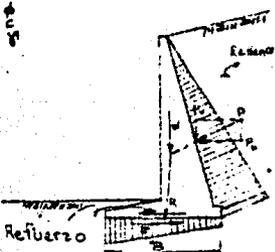
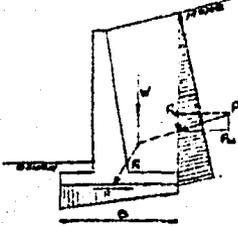
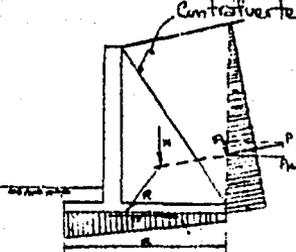
Es indispensable que la cimentación de los muros marcados en los cuatro casos anteriores sean firmes, para lo cual se requiere que la fricción y la adherencia entre suelo y muro se dirija hacia abajo, ejerciendo un efecto estabilizante que tienda a reducir el empuje. Si el muro se apoya en suelo blando su asentamiento puede hacer que la componente vertical del empuje llegue a invertirse, con lo que el empuje se vería incrementado notablemente, por lo que K. Terzaghi recomienda para estas situaciones, incrementar los empujes calculados anteriormente en un 50%.

Deben proyectarse además buenas instalaciones de drenaje, que garanticen que la presión hidrostática no dejará sentir su efecto sobre el muro de contención, ya que no se contempla dicho efecto en las gráficas anteriores.

Estabilidad de los Muros:

Se debe comprobar que la carga que transmite el muro al terreno no sobrepase la capacidad de carga del suelo, además se revisará la capacidad de carga contra volteo y deslizamiento del muro, con ayuda de las figuras de la tabla II, que se reproduce a continuación:

Tabla II

Tipo de Muro	Diagrama de Carga
GRAVEDAD	
SEMIGRAVEDAD	
VOLADIZO	
CONTRAFUERTE	

Factores de Estabilidad:

Localización de la resultante.- Para la ecuación de momentos en el pie del muro:

$$d = \frac{W a + P_v z - P_H b}{W + P_v}$$

Volteo:

$$F_s = \frac{W a}{P_H b - P_v z} \geq 2$$

Se ignorará la condición de volteo si la resultante R queda situada en el tercio central de la base, tratándose de suelo, o en los cuartos centrales tratándose de roca.

Resistencia al deslizamiento.- El factor de seguridad F_s debe ser mayor de 1.5:

$$F_s = \frac{(W + P_v) \tan \delta + C a B}{P_H} \geq 1.5$$

donde:

$F_s = (W + P_v) \tan \delta + C a B$ es la fuerza resistente de fricción entre suelo y base, siendo:

$C a$ - adhesión entre suelo y base

δ - ángulo de fricción entre suelo y base, pudiendo ser:

$\tan \delta$	materiał de cimentación
0.60	roca sana
0.55	materiał grueso sin limo
0.45	materiał grueso con limo
0.35	limo

W - peso del muro y del suelo comprendido entre la cara interior de ese muro y el plano vertical que pasa por la cara interior de la zapata de cimentación para los muros en voladizo o de contrafuerte, W representa solamente el peso del muro para los de gravedad o semigravedad.

Finalmente se analizará la posibilidad de una falla de conjunto del muro y del talud, a lo largo de una superficie de deslizamiento que pase por debajo del pie del muro.

III.3 Teoría de Empujes para Muros de Altura Mayor a 6 m.

Este tipo de muros se analizarán de acuerdo a la teoría de empujes de Coulomb, en la cual se contempla la posibilidad de deslizamiento, con lo que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo cambiaría.

Para este tipo de análisis se debe de contar con los valores de las propiedades mecánicas del material de relleno, los cuales se podrán obtener de pruebas de laboratorio realizadas en muestras inalteradas.

Para el cálculo de la presión de tierras sobre estructuras de contención, en condición estática, se debe tener especial cuidado en cumplir las condicio--

nes cinemáticas que se harán para representar el deslizamiento del relleno; dichas condiciones cinemáticas, no bien definidas, se encuentran regidas por la forma de los deslizamientos y deformaciones que experimenta la estructura, bajo la acción de cargas.

Para condiciones de servicio de una estructura de contención, existe un amplio rango de capacidad de desplazamiento y deformabilidad que cumplen con los límites establecidos para dicha condición, por lo que se debe sujetar a los casos extremos que pueden presentarse y son:

- Estructuras que por su rigidez y forma de sujeción, pueden tener desplazamientos muy pequeños, debidos a cargas estáticas.
- Estructuras las cuales pueden sufrir desplazamientos y deformaciones relativamente grandes sin que por ello se vea afectado su funcionamiento y seguridad.

Se muestra en la tabla III una relación de valores de desplazamientos necesarios para desarrollar los estados activo y pasivo en el relleno.

T A B L A I I I

RELLENO	ESTADO	TIPO DE MOVIMIENTO	DESPLAZAMIENTO NECESARIO Δ
NO COHESIVO	ACTIVO	TRASLACION	0.001 H
	PASIVO	ROTACION EN TORNO DE LA BASE	0.001 H
	ACTIVO	TRASLACION	0.05 H
	PASIVO	ROTACION EN TORNO DE LA BASE	0.1 H
COHESIVO	ACTIVO	TRASLACION	0.004 H
	ACTIVO	ROTACION EN TORNO DE LA BASE	0.004 H

donde:

H - altura del muro

Δ - traslación en dirección perpendicular al plano de la pared; desplazamiento del extremo superior de la pared, en el caso de rotación.

Localizado entre los dos casos anteriores existe la posibilidad de que el desplazamiento del suelo sea nulo, en ese caso la presión de tierras será la presión en reposo:

$$P_0 = k_0 \gamma z$$

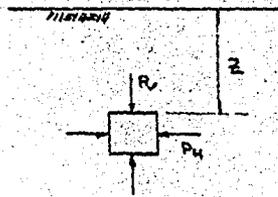
donde:

k_0 - coeficiente de empuje en reposo

- γ - peso volumétrico del relleno
 z - profundidad de desplante del muro

III.3.1 Estados Plásticos de Equilibrio de Rankine

Este coeficiente de empuje en reposo, arriba mencionado, es el parámetro que nos relaciona la presión vertical P_v , con la presión horizontal P_H , y que se



$$P_v = \gamma z$$

$$P_H = k_0 \gamma z$$

ha obtenido en el laboratorio y campo, que para suelos granulares sin finos, varía entre 0.4 y 0.8, para arenas sueltas y muy compactas respectivamente, para una arena natural compacta se tiene un $k_0 = 0.5$.

Partiendo de estas condiciones de reposo - en las cuales el suelo no presenta un estado de falla; - se pretende analizar los modos en los cuales dicho suelo puede variar su comportamiento hasta llegar a la falla.

Existen dos formas, ambas considerando un-

medio continuo, seminfinito de superficie horizontal:

10. Disminuyendo el esfuerzo horizontal y manteniendo el esfuerzo vertical constante; esto es, si el medio experimenta una dilatación homogénea en una dirección horizontal, la presión vertical permanecerá fija mientras que la presión sobre los planos verticales perpendiculares a la dirección de la dilatación disminuirá, a medida que va disminuyendo la resistencia de cortante, en toda la masa de suelo, hasta que se alcanza el estado límite de falla, esta situación final recibe el nombre de estado activo de Rankine. La presión vertical perpendicular a la dirección de la dilatación es una función lineal de z :

$$P_a = k_A \gamma z$$

donde:

- k_A - coeficiente de empuje activo
- γ - peso volumétrico del material
- z - profundidad considerada

$$k_A = \frac{1 - \tan \phi}{1 + \tan \phi}$$

Debido al tipo de mecanismo que provoca la aparición de este estado activo, Rankine pensó que si el muro cede a la acción del relleno y se desplaza, dismi-

nuirán los valores de la presión del relleno con respecto al valor del reposo, por lo que el material tendrá -- que generar fuerzas de autosustentación, por medio de -- los esfuerzos cortantes que se generan, y si el muro se desplaza lo suficiente se generará la presión activa, la cual marcará el mínimo valor que puede tomar el empuje - actuante, aún cuando el muro pueda moverse más.

- 2o. Manteniendo constante el esfuerzo vertical y aumentando el esfuerzo horizontal; esto es, - produciendo una compresión homogénea en dirección horizontal con lo cual se provocará un - incremento en la presión en los planos perpendiculares a la dirección de la compresión, -- hasta alcanzar el nuevo equilibrio plástico, - llamado estado pasivo de Rankine, de igual manera los esfuerzos se pueden conocer siendo - el valor de la presión:

$$P_p = k_p \gamma z$$

donde:

k_p - coeficiente de empuje pasivo

γ - peso volumétrico del material

z - profundidad analizada

$$k_p = \frac{1}{k_A} = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

Para este caso de estado plástico, en el -

que un muro se desplaza hacia su espalda por acción de fuerzas exteriores suficientes para generar este estado pasivo, se podrá diseñar la estructura contando con la máxima resistencia del suelo.

Ahora si se supone que los estados plásticos se desarrollan totalmente en toda la masa del relleno hasta la profundidad z de desplante, se podrán encontrar los valores de los empujes activo y pasivo por medio de una integración a lo largo de la altura H del muro de contención.

Así se tendrá, para empuje activo:

$$E_A = \frac{1}{2} k_A \gamma H^2$$

y para empuje pasivo:

$$E_P = \frac{1}{2} k_P \gamma H^2$$

En los dos casos anteriores, la superficie de falla forma ángulos con respecto a la vertical de $45^\circ + \phi/2$ para el caso pasivo y de $45^\circ - \phi/2$ para el caso activo.

Pero realmente las estructuras de contención no satisfacen estas condiciones ideales para que queden dadas las situaciones descritas, ya sea porque no son totalmente lisas o porque no están libres de desplazarse junto con el medio. Las presiones que actúan no se

rán entonces lineales en z , ni independientes de la magnitud del desplazamiento y deformaciones, como tampoco serán planas las superficies de falla, ni la situación de equilibrio límite se producirá simultáneamente en toda la masa de suelo.

III.4 Influencia de la Rugosidad de la Pared de Contacto

En las teorías para calcular empujes sobre muros de contención antes mencionadas debidos a Rankine y Terzaghi, se considera que el relleno es de superficie horizontal y la pared lisa, para la primera de ellas y-- para la segunda aunque sí se considera inclinación del relleno no se hace consideración de la rugosidad del muro y se restringe el criterio a muros con altura menor a 6.0 m como ya se había mencionado.

La teoría de Rankine al considerar pared lisa omite las fuerzas de fricción existentes entre muro y suelo, resultando con esto una condición de esfuerzos principales para los cuales se presentan superficies de falla definidas en inclinaciones de $45^\circ + \phi/2$ para el caso plástico pasivo y de $45^\circ - \phi/2$ para estado plástico activo.

Si se considera la rugosidad del muro, las líneas de falla variarán en su inclinación debido a que-

se generan fuerzas cortantes entre el contacto muro - - - suelo.

III.5 Teoría de Coulomb para Empujes

Coulomb propone el análisis de empujes sobre muros de contención, a través de la consideración de que dicho empuje se genera por una cuña de suelo que se encuentra limitada por el paramento del muro, la superficie libre del relleno, y la superficie de falla del -- suelo que se supone plana.

Tomando como ayuda la figura no. 5, se describirá la posible generación de fuerzas de fricción producida por el contacto muro-suelo.

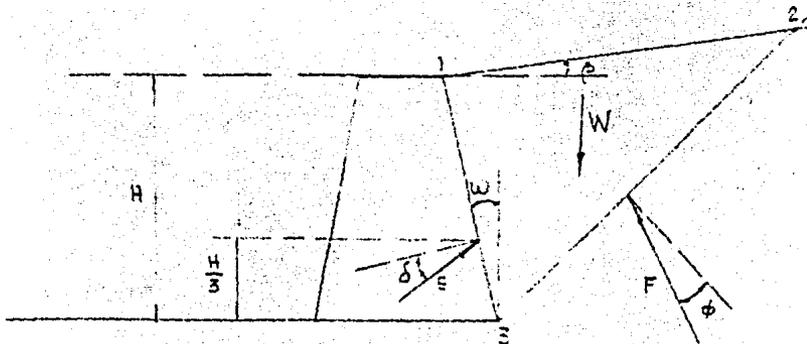


Figura no. 5

Debido a la tendencia que presenta la cuña

123 a deslizarse debido a su peso propio, se producen -- fuerzas de fricción entre muro-suelo, debido a este efecto las fuerzas E y F que deberían ser normales a las superficies de contacto según el caso, presentan una inclinación de δ y ϕ asignados según muestra la figura no. 5; siendo ϕ el ángulo de fricción interna del material y δ - un valor que variará entre $0 \leq \delta \leq \phi$; marcando el rango en cero para muros con respaldo totalmente liso (aunque realmente no se presente esta situación y sí exista esta fuerza cortante); para el otro extremo si $\delta > \phi$, lo que puede suceder, la falla se daría en la vecindad del respaldo del muro, pero entre suelo y suelo; caso equivalente a que la falla se diera entre muro y suelo por lo que para fines prácticos se considera que el máximo valor -- que puede tomar δ es precisamente ϕ .

Según Terzaghi este rango para δ se fija -- en: $\phi/2 \leq \delta \leq 2/3 \phi$

Una vez estimado este valor de δ , se puede conocer la dirección del vector empuje E_A y como también se conoce la dirección del vector F , fricción suelo - suelo, se podrá construir el polígono de fuerzas de -- Coulomb, complementándolo con el vector peso del cual se conoce su magnitud y dirección, así se puede conocer el valor del empuje sobre el muro. Desde luego no se puede saber si la cuña elegida es la representativa del máximo empuje, para lo cual se requerirá de un sistema iterati-

vo de tanteos que conduzca a la cuña crítica.

Si los planos escogidos como posibles de falla, son 0° o ϕ se puede ver que en ambos casos se tendrán valores de empuje nulos, debido a las direcciones que adoptan los vectores W y F ; pero para cualquier posición del plano de falla localizado entre ambas direcciones se podrá obtener un valor de empuje, que necesariamente conducirá a uno máximo.

En el capítulo IV se describirá el método de Culmann, el cual se basa en la teoría de Coulomb y -- que por ser de tipo gráfico, evita los tanteos y nos lleva a obtener un valor confiable para el empuje máximo -- asociado a la cuña crítica.

La teoría de Coulomb se encierra en la siguiente expresión matemática, para suelos friccionantes que presenten una superficie de relleno inclusive inclinada y muro de respaldo plano, para poder valuar directamente el empuje activo máximo:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[1 + \frac{\sin(\delta + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)} \right]^2}$$

donde:

E_A - empuje activo máximo

ϕ - ángulo de fricción interna del material fric

cionante

ω - ángulo formado entre el respaldo del muro y la vertical

β - ángulo formado entre la superficie libre del relleno y la horizontal.

En la figura no. 5 se muestra la correspondencia de la nomenclatura con el muro.

Haciendo consideraciones como que :

$$\omega = 0 \quad \text{y} \quad \beta = 0$$

lo que equivaldría a que el muro fuera de respaldo vertical y la superficie del relleno horizontal, y si además se considera que no existe fricción entre suelo y muro, se tendrá que:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2$$

siendo $1/N\phi$ un término utilizado por Coulomb y que corresponde al K_A que utiliza Rankine, de forma tal que coincide con la teoría de este último descrita anteriormente.

C A P I T U L O I V

A N A L I S I S S I S M I C O E S T A T I C O

IV. 1 Antecedentes

Como en todo sistema de fuerzas, existe -- una serie de acciones y reacciones que conforman dicho sistema, según se muestra en la figura no. 1; este sistema se encuentra integrado por el peso del material contenido por el muro, actuando en la dirección de la acción de la gravedad; la reacción del contacto entre el suelo comprendido dentro de la cuña de deslizamiento y el suelo que no altera su comportamiento por la presencia del muro, actuando a una inclinación ϕ con respecto a la perpendicular a la línea de deslizamiento; y el empuje sentido por el muro debido a esa cuña de deslizamiento, actuando a una inclinación δ a partir de la perpendicular al paramento del muro.

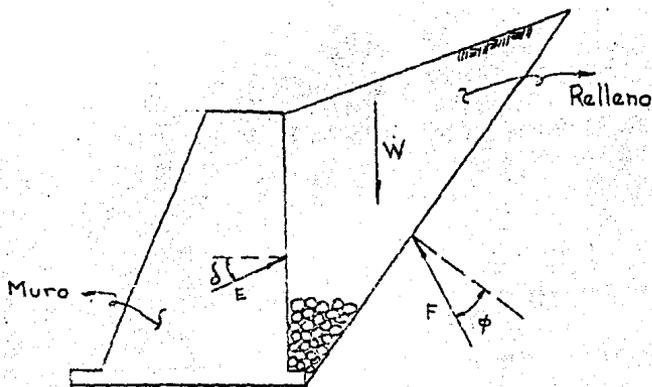


Figura no. 1

donde:

- W - peso de la cuña de deslizamiento
- F - reacción normal del suelo
- E - empuje activo
- ϕ - ángulo de fricción interna del suelo
- δ - ángulo de fricción entre muro y suelo

IV. 2 Método de Coulomb, para Análisis de Empujes sobre Muros de Retención

Se describirá el análisis de empujes debido a Coulomb, con el objeto de hacer una comparación con el método gráfico de Culmann, que se describirá posteriormente y con el cual se hará la relación para el análisis sísmico estático.

Método de Coulomb.-

- Se propone una cuña de deslizamiento y se dibuja el diagrama de cuerpo libre para dicha cuña, como se indica en la figura no. 2a.
- Con ayuda de este diagrama y como se conoce la magnitud y dirección del vector peso (W), la dirección de la reacción normal del suelo (F) y la dirección del empuje activo (E), se puede trazar el polígono de fuerzas según la figura no. 2b y medir a escala la magnitud del empuje que cierra el polígono.

- De esta misma forma se analizarán varias cuñas y aquella que arroje el empuje máximo será considerada como la cuña crítica, sabiendo de antemano que puede ser -- que otra cuña arroje un valor de empuje mayor a la elegida.

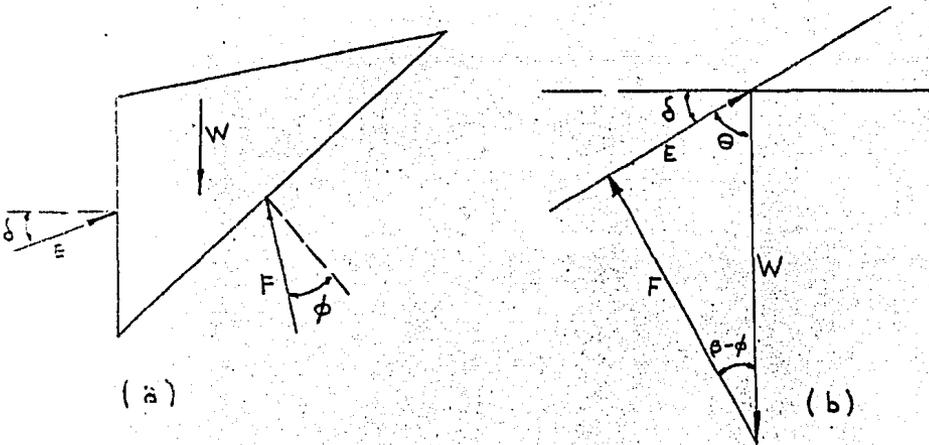


Figura no. 2

IV. 3 Método de Culmann

Este método es gráfico y permite obtener un valor máximo del empuje ejercido contra un muro de retención, siendo el relleno de tipo friccionante y de cualquier forma que se presente; es también aplicable cuando existen cargas concentradas adicionales sobre el relleno.

Descripción del método:

- Se trazará a escala la geometría del muro por analizar se y la superficie libre del relleno en las condiciones que se presente; de la base del muro, punto A, se trazarán dos líneas, ver figura no. 4:

a) la línea ϕ , que presentará una inclinación -- con respecto a la horizontal que pasa por la base del muro, de ϕ grados; siendo este valor ϕ el correspondiente al ángulo de fricción interna del material de relleno.

b) y la línea Θ , la cual presentará una inclinación de Θ grados con respecto a la línea ϕ ; - este valor de Θ se obtiene de la inclinación - que presenta el empuje con respecto a la vertical, según figura no. 3. Para la obtención de dicho ángulo Θ , habrá que hacer una consideración acerca del valor del ángulo δ que sería el generado por la fricción existente entre el material de relleno y el muro, como se mencionó en el capítulo anterior, y su valor se encontrará comprendido entre $\phi/2 \leq \delta \leq 2/3 \phi$.

- Se trazarán diferentes planos de falla hipotéticos A1, A2, A3..., y se obtendrá el valor del peso (W) generado por cada una de las cuñas consideradas, esto a través de la multiplicación del valor del peso volumé-

trico del material de relleno y el volumen de la cuña- considerando un ancho unitario en la dirección normal- al papel, estos pesos se ubicarán a escala sobre la lí- nea localizando los puntos 1', 2', 3'..., según figu- ra no. 4, y de cada uno de estos puntos se trazan para- lelas a la línea Θ que cortarán al correspondiente pla- no de deslizamiento que se asocia a cada peso 1", 2" - 3"...

- Por estos puntos de intersección se trazará una curva- envolvente llamada " línea de empujes" o línea de Cul- mann, la cual iniciará en el punto A; estas líneas pa- ralelas a la línea Θ corresponden a los empujes produ- cidos por las cuñas escogidas inicialmente, el valor - de estos empujes se leen con la escala utilizada para- ubicar los pesos en la línea ϕ .
- Con ayuda de una paralela a la línea ϕ , que sea tan- gente a la curva de Culmann se obtiene el máximo empu- je generado por la cuña crítica, la cual se encuentra al unir el punto A con el punto de tangencia entre la- paralela a la línea ϕ y la curva de empujes, prolongan- do dicha línea hasta la superficie del relleno.

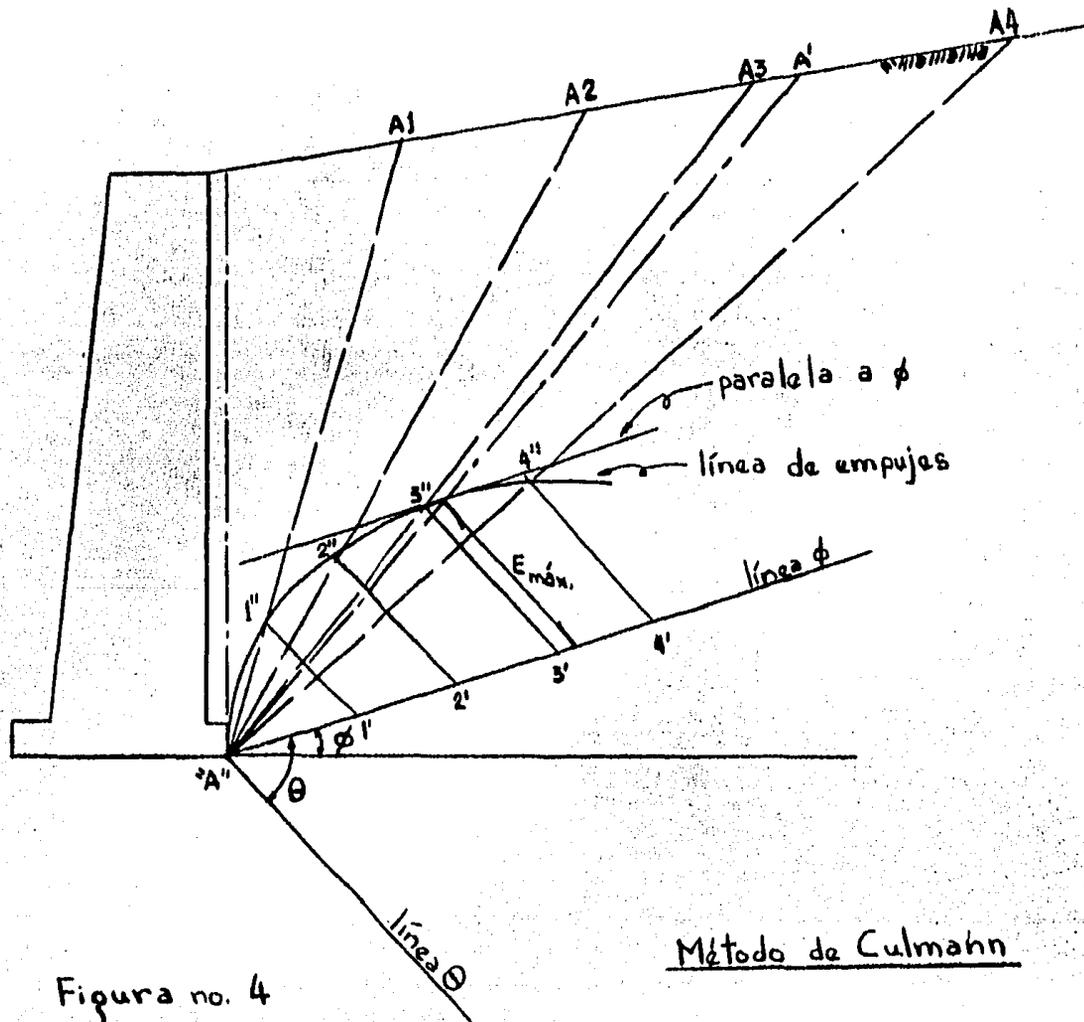


Figura no. 4

Método de Culmann

Como ya se mencionó en el capítulo II, los movimientos telúricos están asociados a la fuerza de gravedad, por lo que la energía disipada por el fenómeno sísmico puede estimarse como un porcentaje de la acción de la gravedad por la masa del cuerpo, dicho porcentaje o coeficiente sísmico está en función de:

- a) Importancia de la estructura
- b) Intensidad sísmica en el sitio de la construcción
- c) Características del terreno de cimentación

y que además atendiendo a la segunda ley de Newton tenemos:

$$M = \frac{W}{G}$$

M: masa
W: peso
G: gravedad

y

$$A = C \cdot G$$

A: aceleración
C: porcentaje de la acción de la gravedad

$$F = M \cdot A$$

y sustituyendo en la ecuación original:

$$F = \frac{W}{G} \cdot C \cdot G$$

$$F_s = C \cdot W$$

donde:

F_s fuerza sísmica

C coeficiente sísmico que depende de la zona donde se este analizando el problema. Página 18 de este trabajo.

W peso del cuerpo (para este caso cuña de deslizamiento).

Atendiendo a la cuña de fuerzas de Coulomb, la primera modificación necesaria para el método de Culmann es el trazo de una línea perpendicular a la línea n , a partir de A donde se alojarán las fuerzas sísmicas; como se indica de igual forma para el método de Coulomb, localizando la fuerza sísmica a 90° con respecto a la acción del peso de la cuña analizada, según figura no. 5.

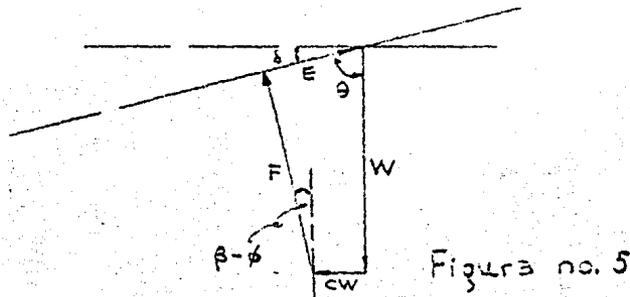


Figura no. 5

El valor de esta fuerza sísmica se encontrará multiplicando el peso de cada una de las cuñas analizadas por el valor del coeficiente sísmico considerado según la zona donde se vaya a localizar la estructura -- analizada, conforme a la clasificación descrita en el capítulo II de este trabajo. Estos valores se alojarán en la línea perpendicular a ϕ o línea normal, obteniendo -- los puntos 1'', 2'', 3''..., los que representan el valor del vector sismo asociado a cada una de las cuñas --

analizadas.

- Nuevamente con base en el polígono de Coulomb y para poder cerrar el sistema de fuerzas estático, se trazará por cada punto localizado de las fuerzas sísmicas, una paralela a cada uno de los planos de deslizamiento y que contenga al punto correspondiente del efecto sísmico.
- Las líneas trazadas anteriormente buscarán su intersección con las paralelas a la línea Θ que comienzan en cada uno de los pesos acotados en la línea ϕ con anterioridad. Dichos puntos a, b, c..., conformarán la nueva curva de empujes en la cual se ha tomado ya en cuenta el efecto sísmico.
- Para encontrar el máximo empuje generado, bastará contrazar una paralela a ϕ que sea tangente a la curva de empujes, y uniendo este punto de tangencia con la línea ϕ por medio de una paralela a Θ , se podrá obtener el máximo empuje generado por la cuña crítica, pero además asociado al efecto sísmico, este valor se leerá a la escala que fueron trazados todos los demás puntos.
- El plano de deslizamiento correspondiente a la cuña crítica se encuentra de la siguiente manera:
 - + Del punto de tangencia se traza una línea que sea paralela a la llamada línea normal, que aloja a las fuerzas sísmicas, y sobre esta y a par

tir del punto de tangencia se acota el valor - de la fuerza sísmica asociada al peso del empuje máximo que ya se encontró anteriormente leyéndolo a escala en la línea ϕ , y uniendo este nuevo punto G con el punto A y prolongando dicha línea hasta la superficie del terreno encontramos el plano crítico de deslizamiento, - en el cual se relaciona ya el fenómeno sísmico, ver figura no. 6.

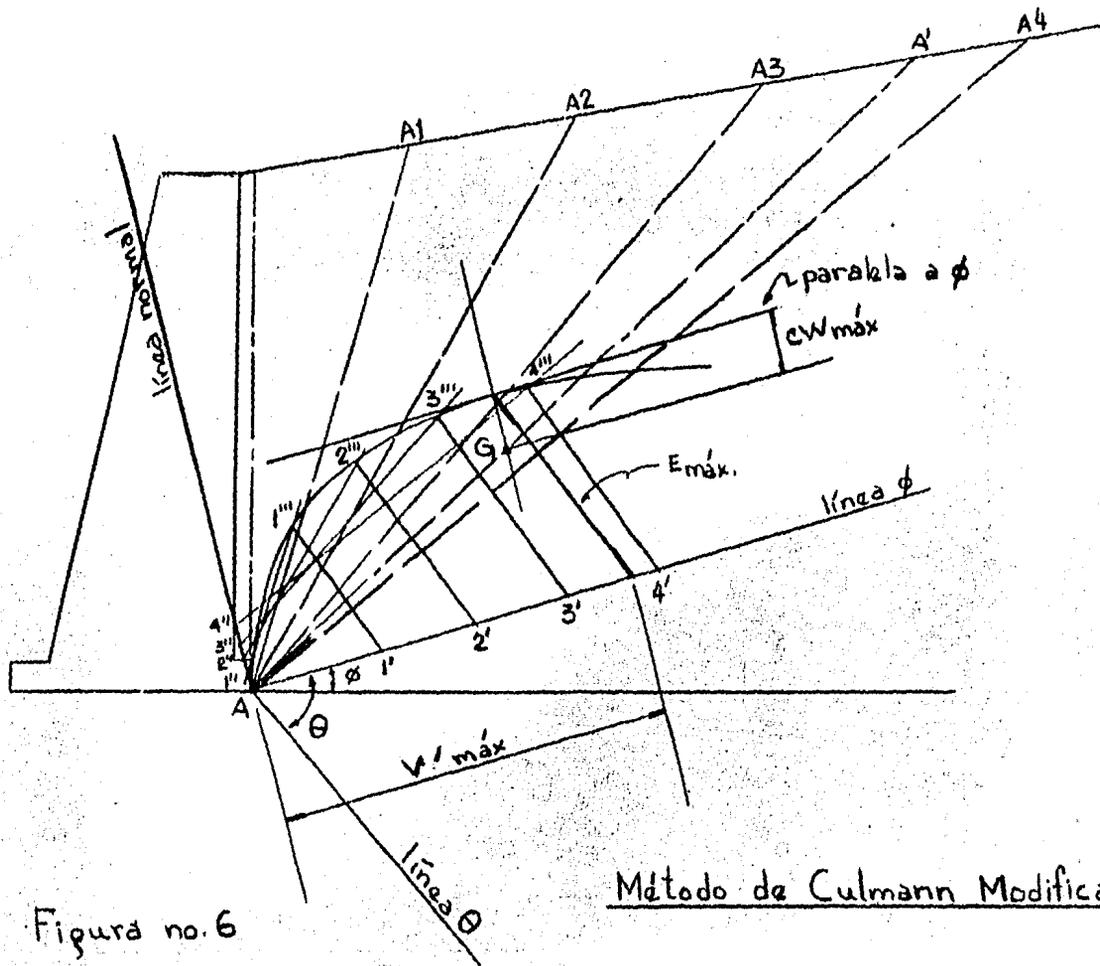


Figura no. 6

Método de Culmann Modificado

C A P I T U L O V

VARIACION DEL EMPUJE DE TIERRAS

CON LA ALTURA Y EL COE-

FICIENTE SISMICO

V.1 Introducción

El incremento de empuje que se produce durante un sismo, hasta la fecha, se puede considerar como un porcentaje del empuje del suelo, de acuerdo a la región sísmica donde se esté analizando.

De acuerdo al análisis sísmico estático debido a Culmann, podemos darnos cuenta que dicha relación de incremento no se presenta de manera lineal, sino que se conjugan algunas características tanto geométricas -- del muro, como propiedades mecánicas del material de relleno para que este porcentaje de incremento sísmico pueda variar en un rango muy amplio, llegando en ocasiones a ser un 100% del empuje original, para coeficientes sísmicos de la zona C y D principalmente, porcentaje mucho mayor a los valores considerados para cualquiera de estas zonas sísmicas.

En el desarrollo de este capítulo se analizarán diferentes alturas de muros, diferentes propiedades mecánicas del material de relleno y diferentes valores de coeficientes sísmicos representativos de cada zona; los análisis para obtener el máximo empuje generado sobre el muro se realizaron por medio del método modificado de Culmann y las figuras 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, y 9 reproducen estos análisis de forma representativa, ya -- que no existe un motivo importante para anexar todos los

análisis realizados, para poder apreciar más claramente lo antes comentado; los resultados fueron vaciados finalmente en la tabla no. 1 a manera de resumen y estos a su vez en unas gráficas paramétricas que pueden ser usadas posteriormente con mayor facilidad.

Unicamente el primero de estos análisis se describe paso a paso, ya que los demás se elaboraron con la misma metodología, unicamente se variaron los datos, de acuerdo a lo comentado en el párrafo anterior.

V.2 Influencia de la variación de las propiedades mecánicas

Para cada uno de los análisis realizados se hicieron combinaciones en las propiedades del material de relleno, siendo este de tipo puramente friccionante en todos los casos; de cada uno de estos análisis se puede observar que para el valor del empuje generado, la variación en las propiedades mecánicas es más significativa en el parámetro correspondiente al ángulo de fricción interna del suelo que el debido al peso volumétrico del mismo, ya que el incremento en peso representa un 6% aproximadamente de un $\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$ a otro $\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$, para una misma altura de muro; mientras que el ángulo de fricción interna ϕ hace que el va-

lor del empuje varíe considerablemente, porque dicho valor de ϕ , se relaciona directamente con la obtención geométrica del empuje y conforme dicho ángulo crece el valor del empuje disminuye, esto debido a que el material presenta una mayor capacidad a soportarse por sí mismo y apoyarse menos en el respaldo del muro de contención; por lo que aunque sí se consideraron diferentes pesos volumétricos, se concluyó que su variación no era significativa y las curvas paramétricas concluyentes se construyeron considerando únicamente el ángulo de fricción interna como propiedad predominante del suelo a considerar.

Para estos análisis se considera un valor de ángulo $\delta = 2/3 \phi$, correspondiente el máximo valor que puede tomar dicho parámetro, y que se detalló en el capítulo III de este trabajo; dicho ángulo δ representa la inclinación que presentará el empuje resultante con respecto a la normal a la espalda del muro.

V.3 Influencia de la Variación de la Altura y el Coeficiente Sísmico

Para las tres alturas consideradas 2, 4 y 6 m, se puede observar que el incremento en el empuje de tierras se ve afectado en un mismo porcentaje promedio sin importar la altura del muro, pero en cambio el coe-

ficiente sísmico manifiesta un cambio importante en relación al aumento del empuje de tierras, como se puede observar en la tabla no. 1 del resumen.

El incremento promedio para un coeficiente sísmico de $C = 0.1$ será de 26%, para uno de $C = 0.2$ será de 57% y para otro de $C = 0.3$ será de 98%, cada uno de estos porcentajes obtenidos por un promedio aritmético eliminando el valor más alto y el más bajo.

También puede observarse que la inclinación de la superficie de falla β se conserva para cualquiera de las tres alturas, pero para un mismo valor de ϕ , de manera general; ya que la pequeña variación existente (según tabla no. 1) se deba a errores de aproximación de escala, esto puede considerarse lógico debido a que la falla del material se presentará al exceder sus características mecánicas que se conservan aunque la altura del muro varíe.

Hay que tomar en cuenta que el análisis presentado en este trabajo nos llevaría a dimensionamiento de muros considerablemente robustos y que aunado esto a la experiencia podría marcar la pauta, con respecto al comportamiento que han tenido otros muros de contención diseñados considerando incrementos en los empujes de 10, 20 y 30% según el caso y que se han visto sujetos a sis-

mos anteriores de magnitud importante, para poder justificar el análisis sísmico del empuje por dicho método.

Cabe mencionar que este análisis fue realizado en este trabajo para muros de respaldo vertical y superficie libre de relleno horizontal por simplicidad, pero que puede realizarse para muros con cualquier inclinación de superficie libre de relleno y para respaldo de muro no vertical, e inclusive con sobrecarga superficial concentrada, a través de algunas modificaciones que se pueden consultar en la referencia 4 de la bibliografía.

V.4 Análisis Sísmico Estático

Haciendo uso del método modificado de Culmann se realizaron análisis para diferentes muros de contención, con las características y variables mencionadas en los incisos anteriores de este capítulo.

Método Modificado de Culmann

- & Trazar la geometría a escala del muro
 $h = 2.0 \text{ m}$
- & Evaluar los pesos de las cuñas de falla supuestas, $\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$

$$W_1 = \frac{0.5 \times 2}{2} (1.6) = 0.8 \text{ ton}$$

$$W_2 = \frac{1.0 \times 2}{2} (1.6) = 1.6 \text{ ton}$$

$$W_3 = \frac{1.5 \times 2}{2} (1.6) = 2.4 \text{ ton}$$

$$W_4 = \frac{2.0 \times 2}{2} (1.6) = 3.2 \text{ ton}$$

$$W_5 = \frac{2.5 \times 2}{2} (1.6) = 4.0 \text{ ton}$$

& Con $\phi = 30^\circ$ y $\delta = 2/3\phi$, $\delta = 20^\circ$, se trazan las líneas δ y ϕ , sobre ésta última se ubican los valores de los pesos a escala, trazándose la envolvente de Culmann.

& Con $C = 0.1$ se encuentra el incremento por sismo,

$$CW_1 = 0.1 \times 0.8 = 0.08 \text{ ton}$$

$$CW_2 = 0.1 \times 1.6 = 0.16 \text{ ton}$$

$$CW_3 = 0.1 \times 2.4 = 0.24 \text{ ton}$$

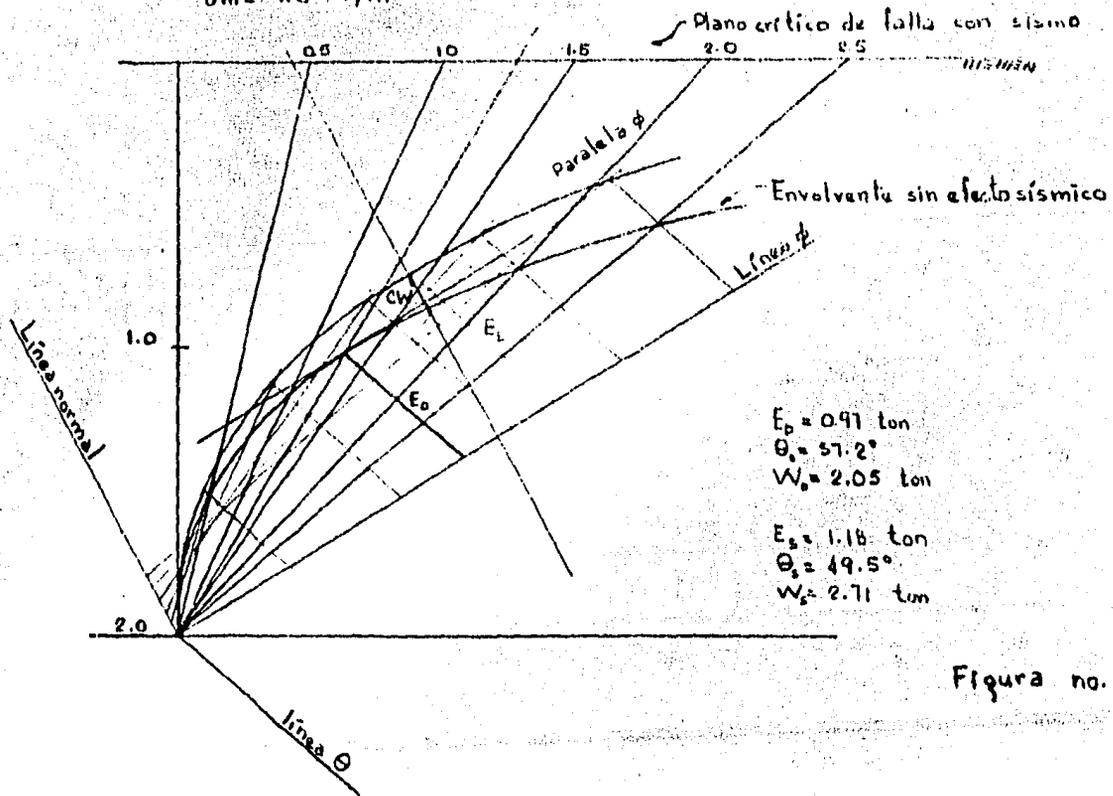
$$CW_4 = 0.1 \times 3.2 = 0.32 \text{ ton}$$

$$CW_5 = 0.1 \times 4.0 = 0.40 \text{ ton}$$

estos valores se trazan a escala sobre una línea normal a la línea ϕ , para encontrar la envolvente modificada de Culmann, en la cual se incluye el efecto sísmico

& Por último se encuentra el empuje máximo -- asociado a la cuña crítica, como se describió en el capítulo IV.

$h = 2.0 \text{ m}$
 $\phi = 30^\circ$
 $C = 0.1$
 $\gamma_m = 1.6 \text{ T/m}^3$
 $\delta = 2/3 \phi = 20^\circ$



$E_p = 0.91 \text{ ton}$
 $\theta_p = 57.2^\circ$
 $W_p = 2.05 \text{ ton}$
 $E_s = 1.18 \text{ ton}$
 $\theta_s = 49.5^\circ$
 $W_s = 2.71 \text{ ton}$

Figura no. 1

$H = 4.0 \text{ m}$
 $\phi = 30^\circ \quad \delta = 2/3 \phi = 20^\circ$
 $C = 0.1$
 $\delta_m = 1.6 \text{ T/m}^3$

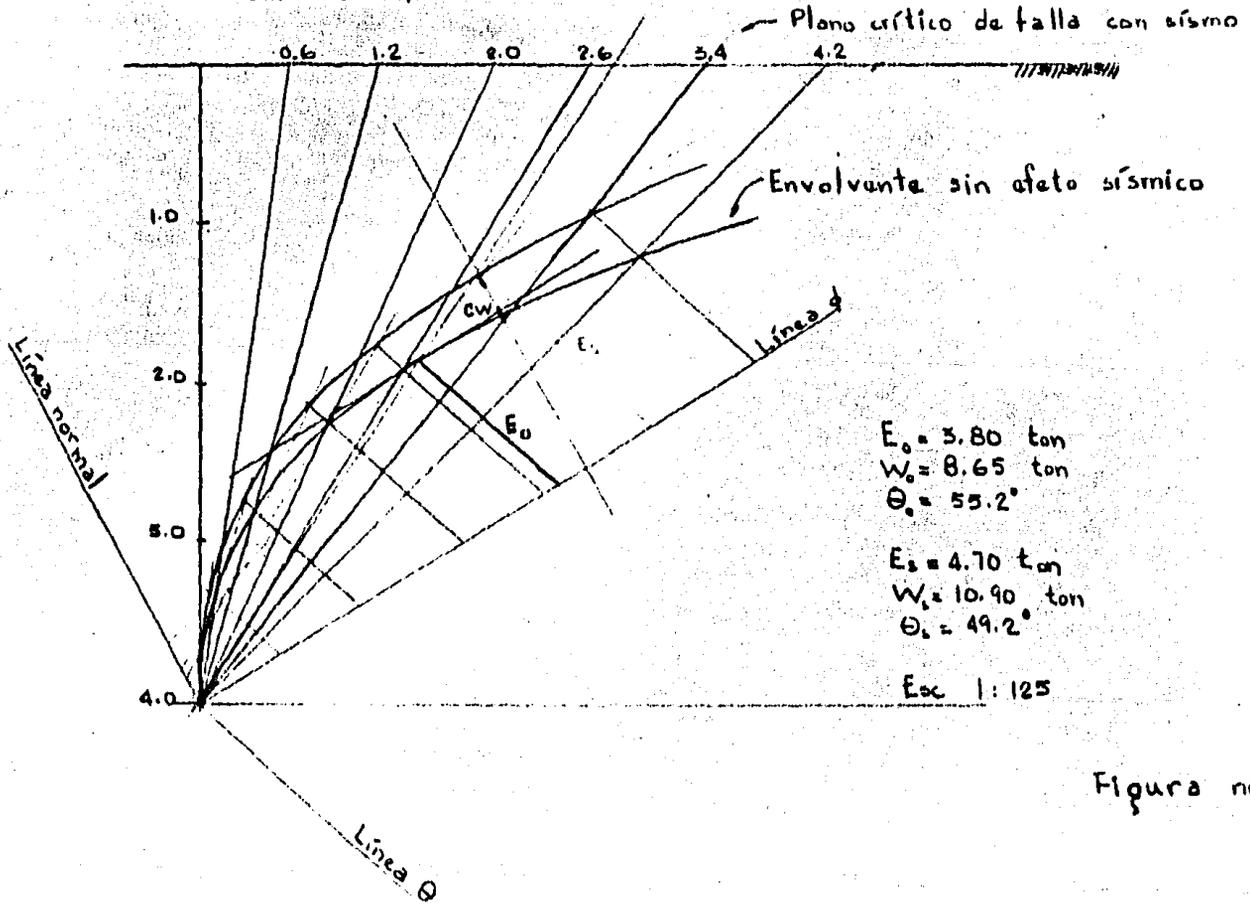
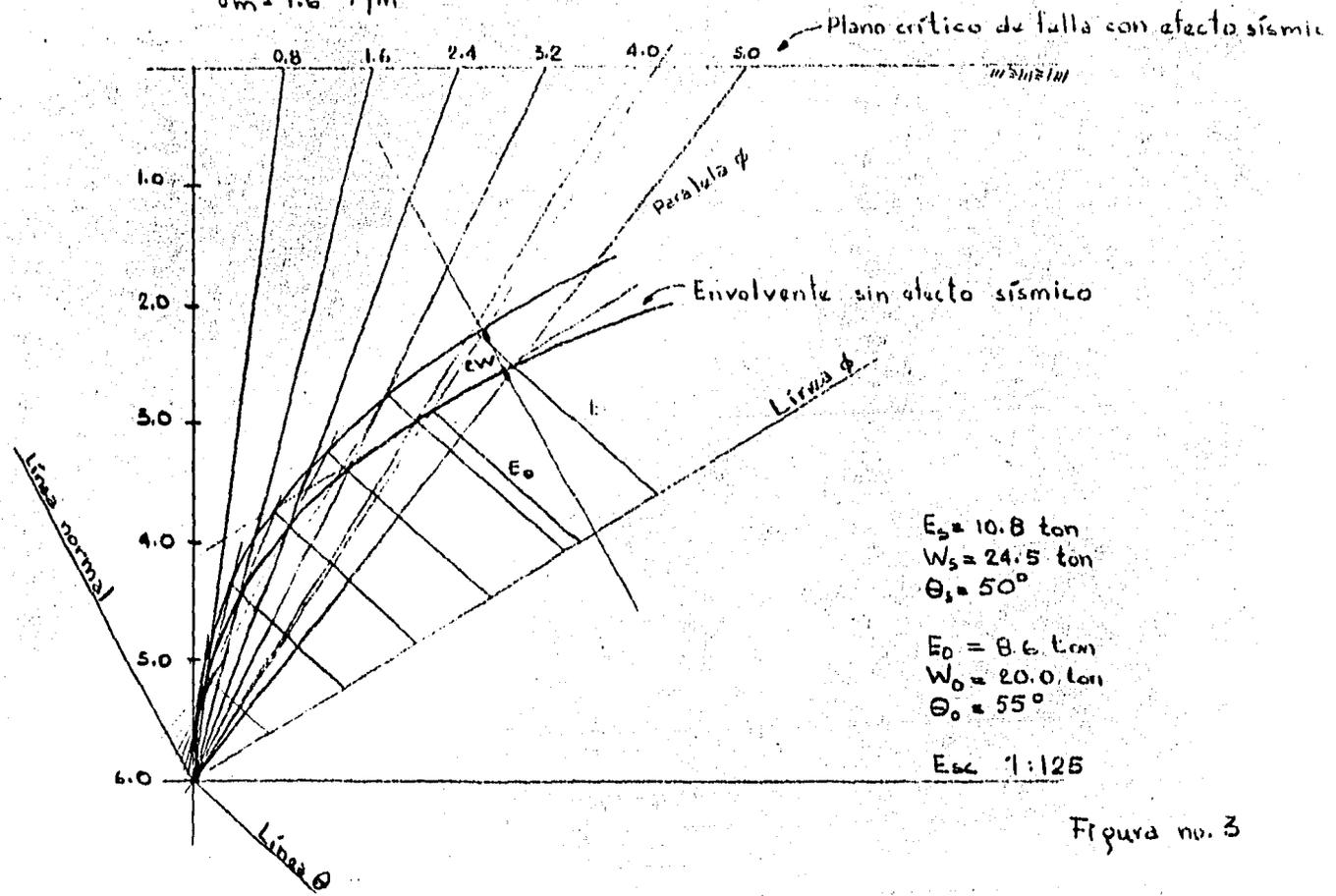


Figura no. 2

$H = 6.0 \text{ m}$
 $\phi = 30^\circ \quad \delta = 2/3 \phi = 20^\circ$
 $C = 0.1$
 $\gamma_m = 1.6 \text{ T/m}^3$



$E_3 = 10.8 \text{ ton}$
 $W_3 = 24.5 \text{ ton}$
 $\theta_3 = 50^\circ$
 $E_0 = 8.6 \text{ ton}$
 $W_0 = 20.0 \text{ ton}$
 $\theta_0 = 55^\circ$
 Esc. 1:125

Figura no. 3

$H = 2.0 \text{ m}$
 $\phi = 34^\circ$ $\delta = 2/3 \phi = 23^\circ$
 $C = 0.2$
 $\delta_m = 1.7 \text{ T/m}^3$

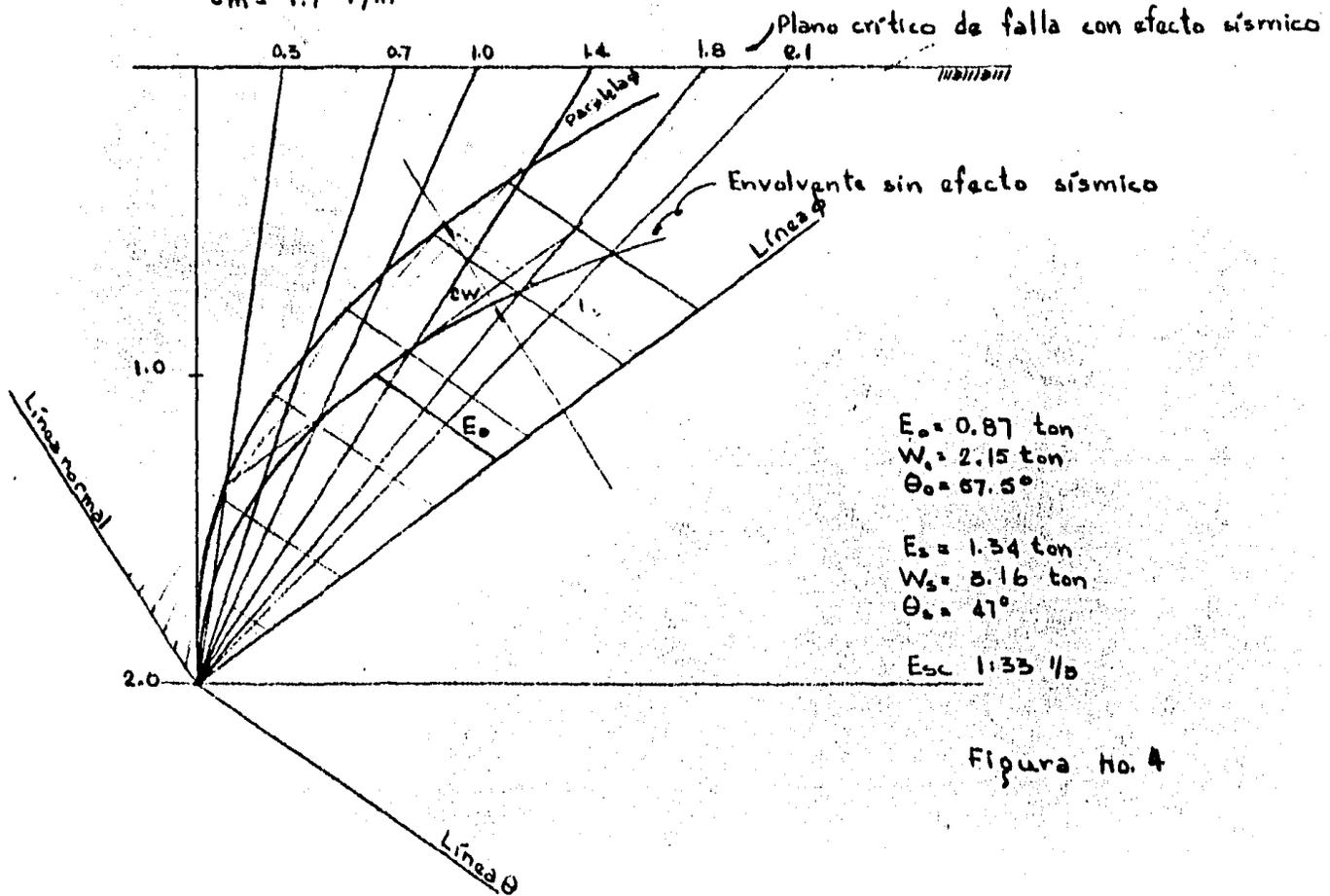
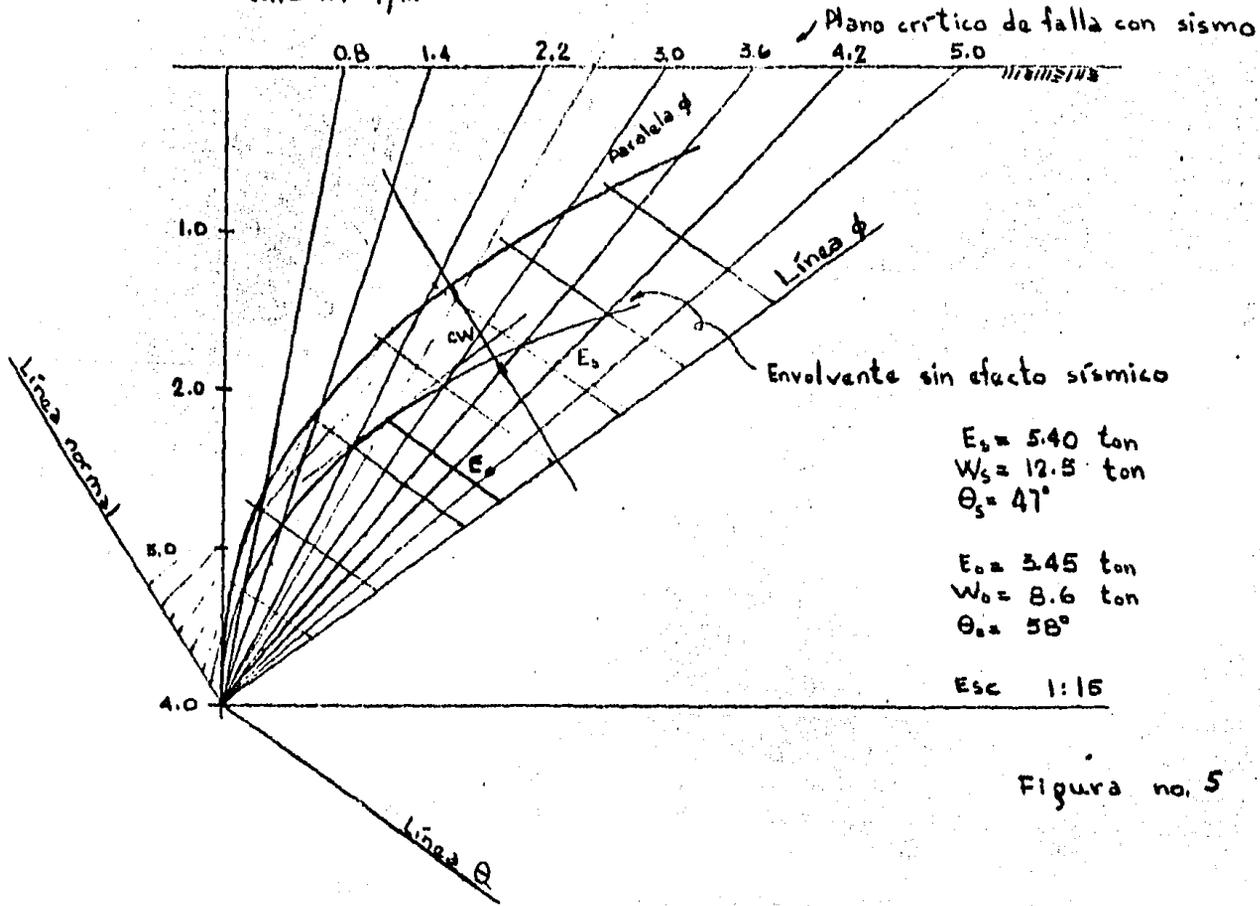


Figura No. 4

$H = 4.0 \text{ m}$
 $\phi = 34^\circ \quad \delta = 2/3 \phi = 23^\circ$
 $C = 0.2$
 $\gamma_m = 1.7 \text{ T/m}^3$



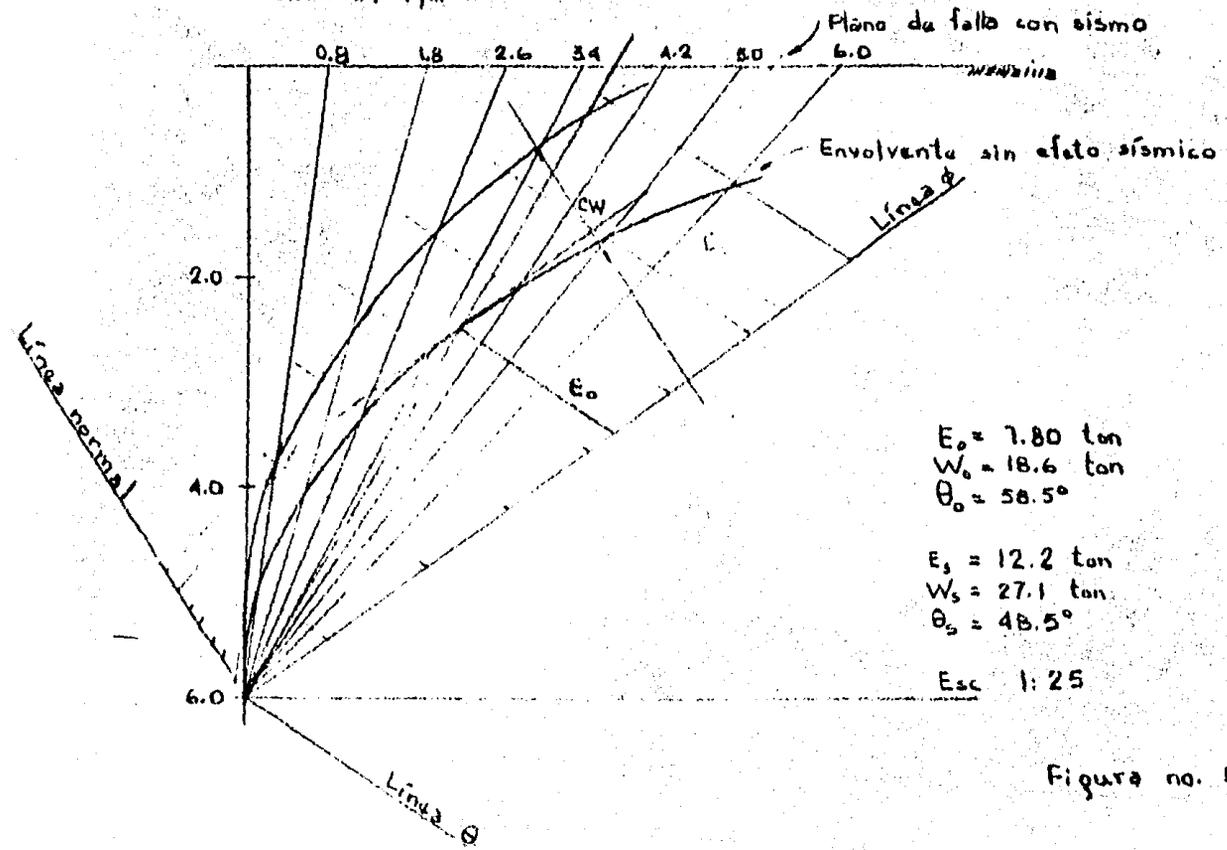
$E_s = 5.40 \text{ ton}$
 $W_s = 12.5 \text{ ton}$
 $\theta_s = 47^\circ$

 $E_o = 3.45 \text{ ton}$
 $W_o = 8.6 \text{ ton}$
 $\theta_o = 58^\circ$

 Esc 1:15

Figura no. 5

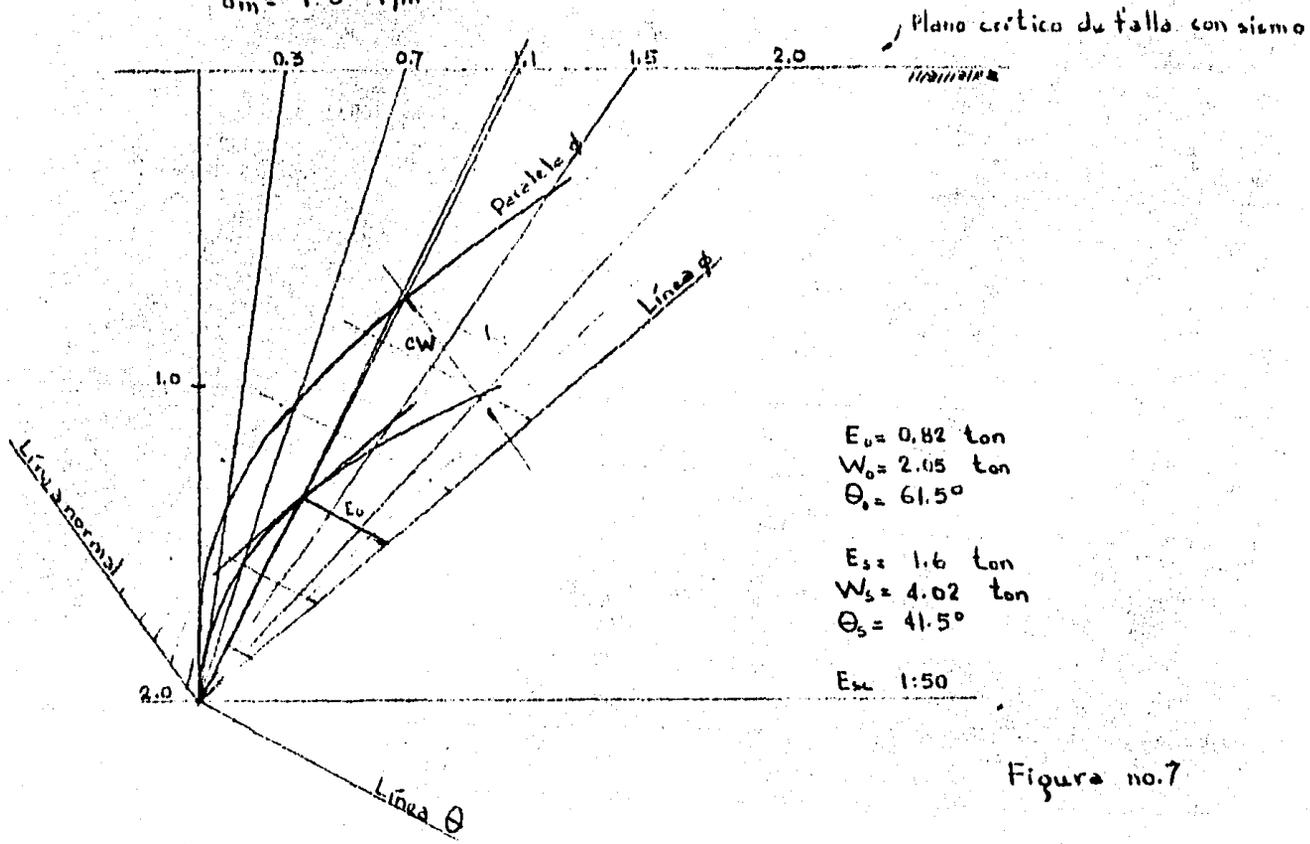
$H = 6.0 \text{ m}$
 $\phi = 34^\circ$
 $c = 0.2$
 $\gamma_m = 1.7 \text{ T/m}^3$
 $\delta = 2/3 \phi = 23^\circ$



$E_0 = 7.80 \text{ ton}$
 $W_0 = 18.6 \text{ ton}$
 $\theta_0 = 58.5^\circ$
 $E_s = 12.2 \text{ ton}$
 $W_s = 27.1 \text{ ton}$
 $\theta_s = 48.5^\circ$
 Esc 1:25

Figura no. 6

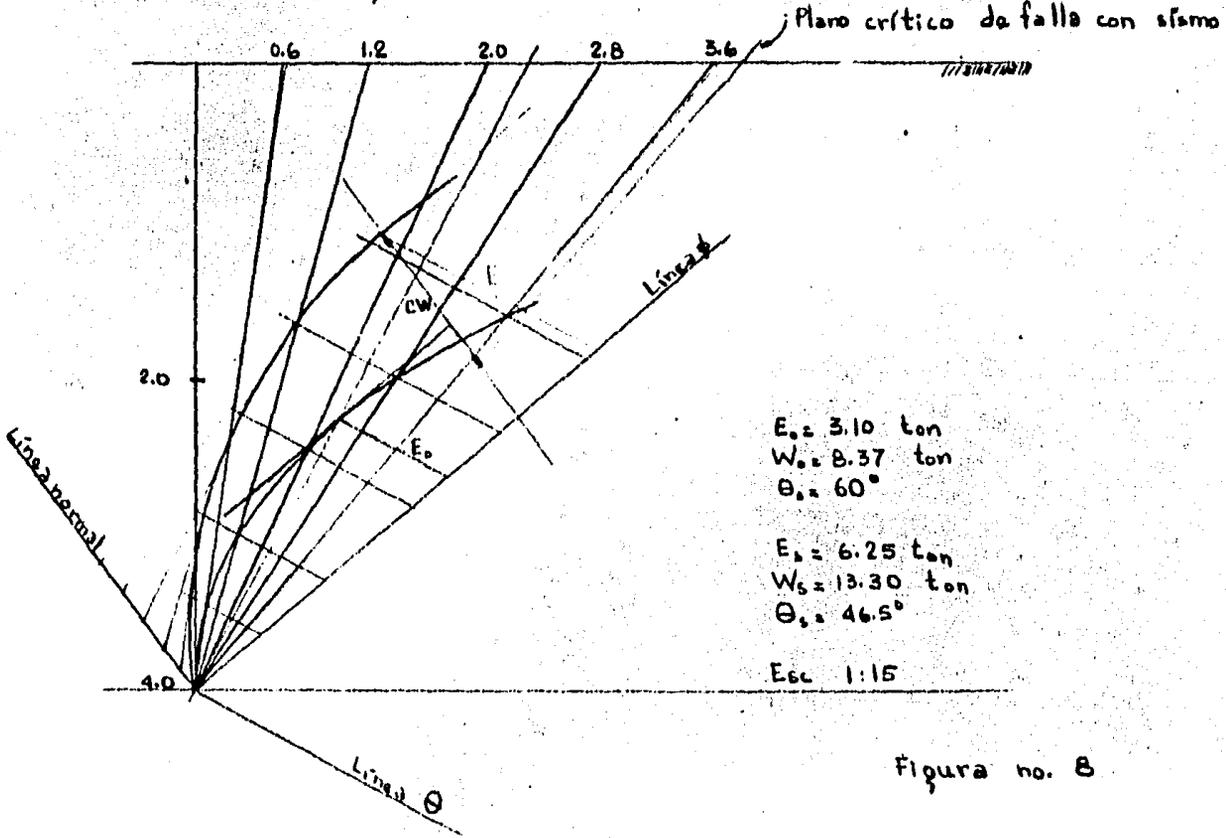
$H = 2.0 \text{ m}$
 $\phi = 38^\circ \quad \delta = 2/3 \phi = 25^\circ$
 $C = 0.3$
 $\gamma_m = 1.8 \text{ T/m}^3$



$E_0 = 0.82 \text{ ton}$
 $W_0 = 2.05 \text{ ton}$
 $\theta_0 = 61.5^\circ$
 $E_1 = 1.6 \text{ ton}$
 $W_1 = 4.02 \text{ ton}$
 $\theta_1 = 41.5^\circ$
 $E_m = 1:50$

Figura no.7

$H = 4.0 \text{ m}$
 $\phi = 38^\circ \quad \delta = 2/3 \phi = 25^\circ$
 $C = 0.3$
 $\gamma_m = 1.8 \text{ T/m}^3$



$E_0 = 3.10 \text{ ton}$
 $W_0 = 8.37 \text{ ton}$
 $\theta_0 = 60^\circ$

$E_1 = 6.25 \text{ ton}$
 $W_1 = 13.30 \text{ ton}$
 $\theta_1 = 46.5^\circ$

Esc. 1:15

Figura no. 8

$H = 6.0 \text{ m}$
 $\phi = 38^\circ$
 $c = 0.3$
 $\gamma_m = 1.8 \text{ T/m}^3$

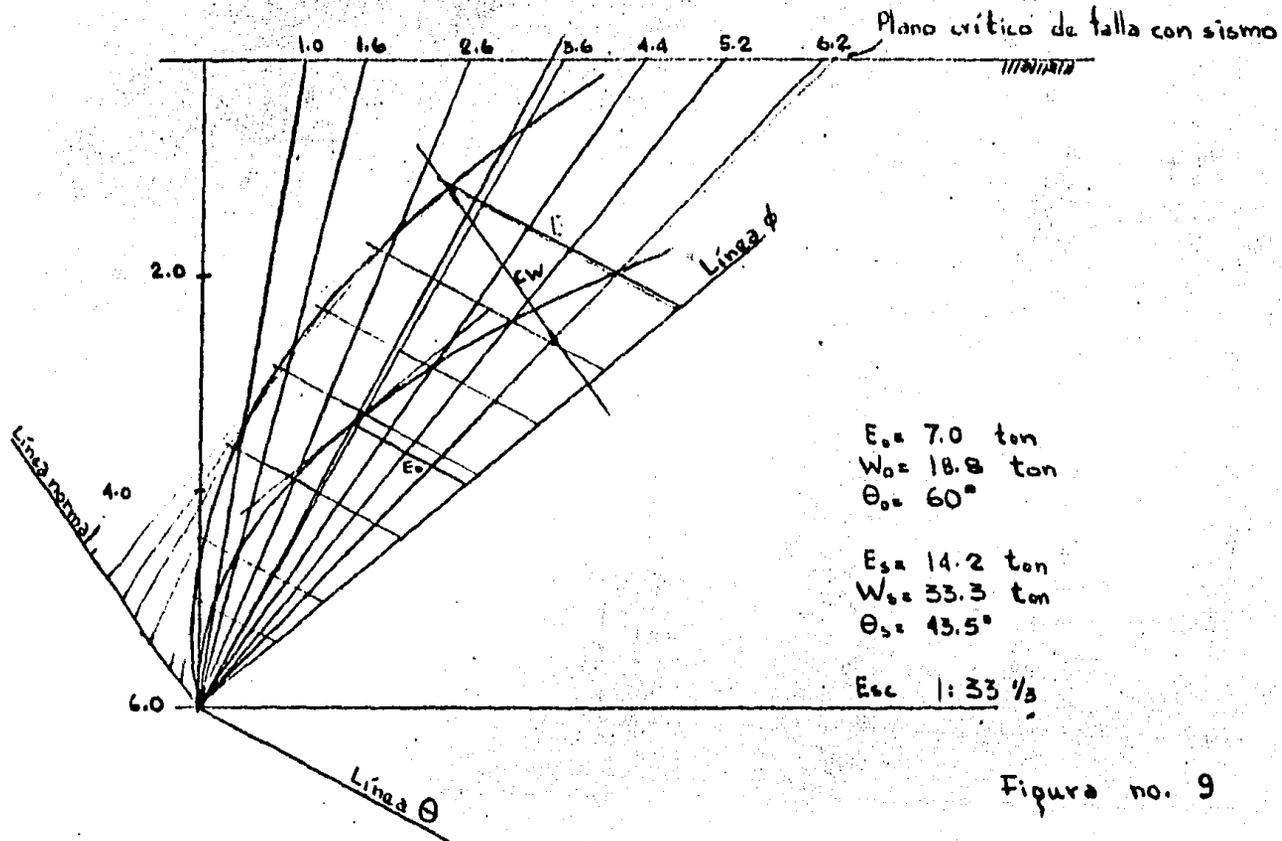


Figura no. 9

TABLA No. 1

H \ ϕ	C=0.1			C=0.2			C=0.3		
	30°	34°	38°	30°	34°	38°	30°	34°	38°
2.0 m	E = 1.18	E = 1.08	E = 1.03	E = 1.45	E = 1.34	E = 1.25	E = 1.82	E = 1.75	E = 1.60
	W = 2.71	W = 2.58	W = 2.53	W = 3.36	W = 3.16	W = 2.90	W = 4.08	W = 4.05	W = 4.02
	$\theta = 49.5^\circ$	$\theta = 54.5^\circ$	$\theta = 57.5^\circ$	$\theta = 43.5^\circ$	$\theta = 47^\circ$	$\theta = 50.5^\circ$	$\theta = 37.5^\circ$	$\theta = 39^\circ$	$\theta = 41.5^\circ$
	$E_0 = 0.97$ Incr = 22%	$E_0 = 0.87$ Incr = 24%	$E_0 = 0.80$ Incr = 24%	$E_0 = 0.97$ Incr = 49%	$E_0 = 0.87$ Incr = 54%	$E_0 = 0.80$ Incr = 56%	$E_0 = 0.97$ Incr = 98%	$E_0 = 0.87$ Incr = 101%	$E_0 = 0.82$ Incr = 100%
4.0 m	E = 4.70	E = 4.30	E = 4.05	E = 5.85	E = 5.40	E = 5.10	E = 7.4	E = 6.85	E = 6.25
	W = 10.90	W = 10.35	W = 10.20	W = 13.10	W = 12.5	W = 11.50	W = 15.75	W = 14.90	W = 13.30
	$\theta = 49.2^\circ$	$\theta = 52^\circ$	$\theta = 55^\circ$	$\theta = 44^\circ$	$\theta = 47^\circ$	$\theta = 51.5^\circ$	$\theta = 38.5^\circ$	$\theta = 42.5^\circ$	$\theta = 46.5^\circ$
	$E_0 = 3.80$ Incr = 24%	$E_0 = 3.45$ Incr = 25%	$E_0 = 3.10$ Incr = 31%	$E_0 = 3.80$ Incr = 54%	$E_0 = 3.45$ Incr = 57%	$E_0 = 3.10$ Incr = 65%	$E_0 = 3.80$ Incr = 95%	$E_0 = 3.45$ Incr = 99%	$E_0 = 3.10$ Incr = 102%
6.0 m	E = 10.80	E = 9.80	E = 8.50	E = 12.80	E = 12.20	E = 11.15	E = 16.60	E = 15.30	E = 14.20
	W = 24.5	W = 23.3	W = 22.5	W = 27.40	W = 27.10	W = 26.5	W = 37.90	W = 35.10	W = 33.30
	$\theta = 50^\circ$	$\theta = 53^\circ$	$\theta = 54^\circ$	$\theta = 45.5^\circ$	$\theta = 48^\circ$	$\theta = 50^\circ$	$\theta = 37^\circ$	$\theta = 41^\circ$	$\theta = 45.5^\circ$
	$E_0 = 8.60$ Incr = 26%	$E_0 = 7.80$ Incr = 26%	$E_0 = 7.0$ Incr = 22%	$E_0 = 8.6$ Incr = 49%	$E_0 = 7.80$ Incr = 56%	$E_0 = 7.0$ Incr = 65%	$E_0 = 8.6$ Incr = 95%	$E_0 = 7.80$ Incr = 96%	$E_0 = 7.0$ Incr = 105%

E : empuje debido al material de relleno, considerando sismo (ton)

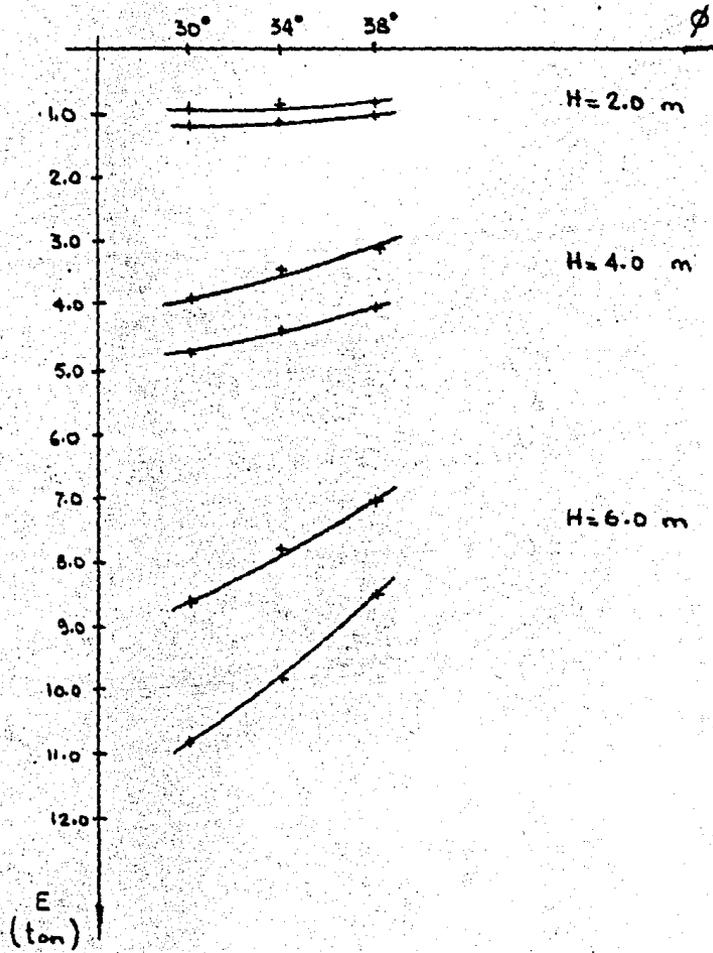
W : peso del material de la cuña crítica (ton)

θ : ángulo de inclinación de la superficie de falla crítica

E_0 : empuje debido al material de relleno (ton)

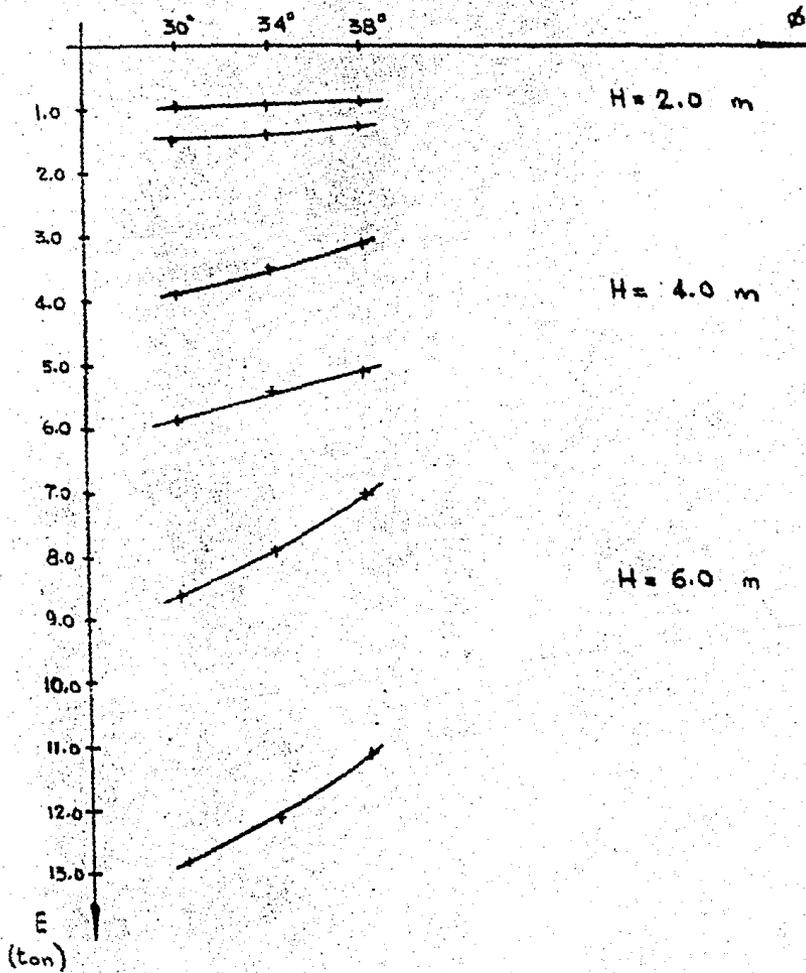
Incr : incremento en porcentaje del empuje del relleno, por sismo (%)

Coeficiente sísmico $C=0.1$



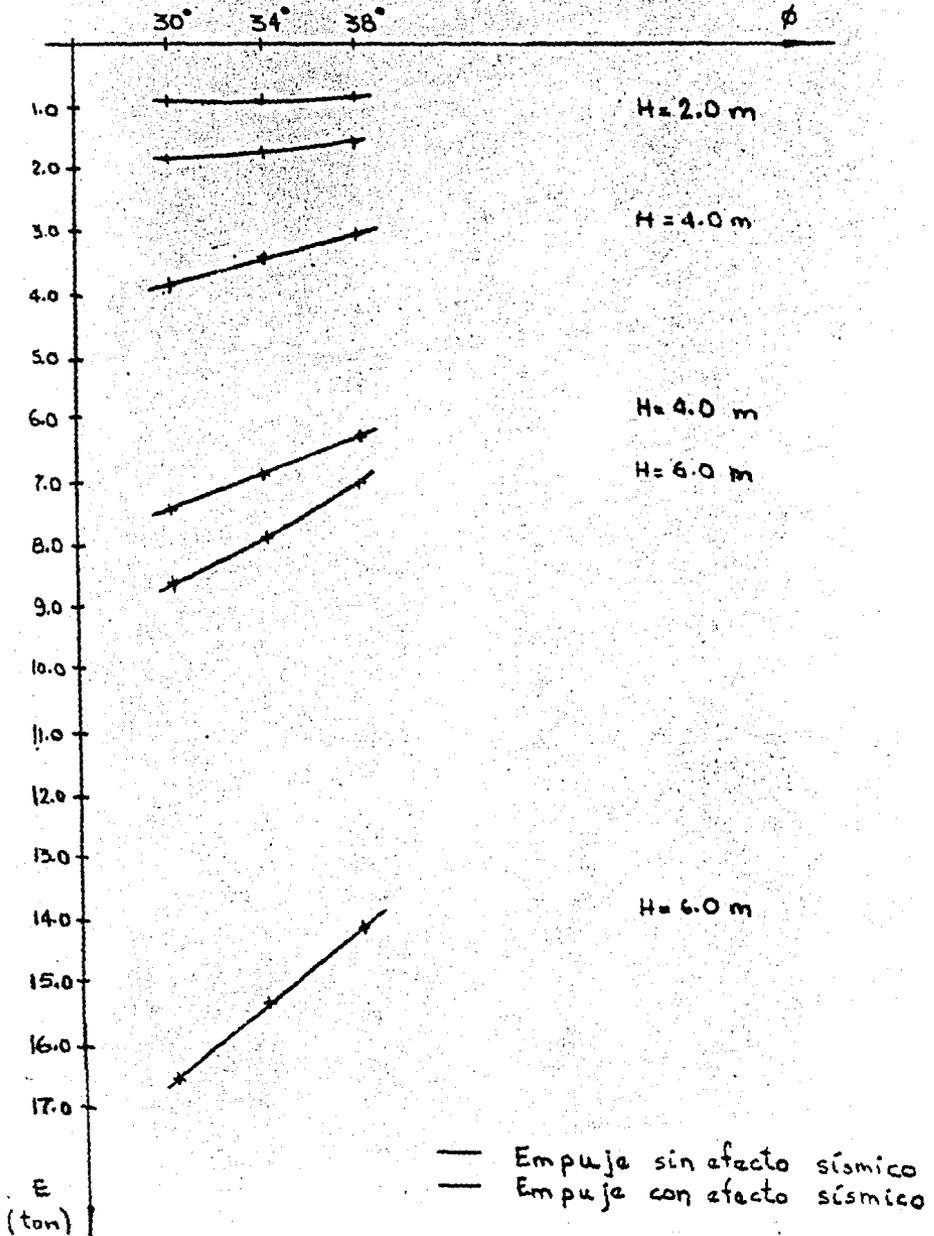
— Empuje sin efecto sísmico
 - - - Empuje con efecto sísmico

Coeficiente sísmico $C = 0.2$



— Empuja sin efecto sísmico
 - - - Empuja con efecto sísmico

Coefficiente sísmico $C=0.3$



$\phi = 30^\circ$

$\phi = 34^\circ$

$\phi = 38^\circ$

0.1

0.2

0.3

0

1.0

2.0

3.0

4.0

5.0

6.0

7.0

8.0

9.0

10.0

11.0

12.0

13.0

14.0

15.0

16.0

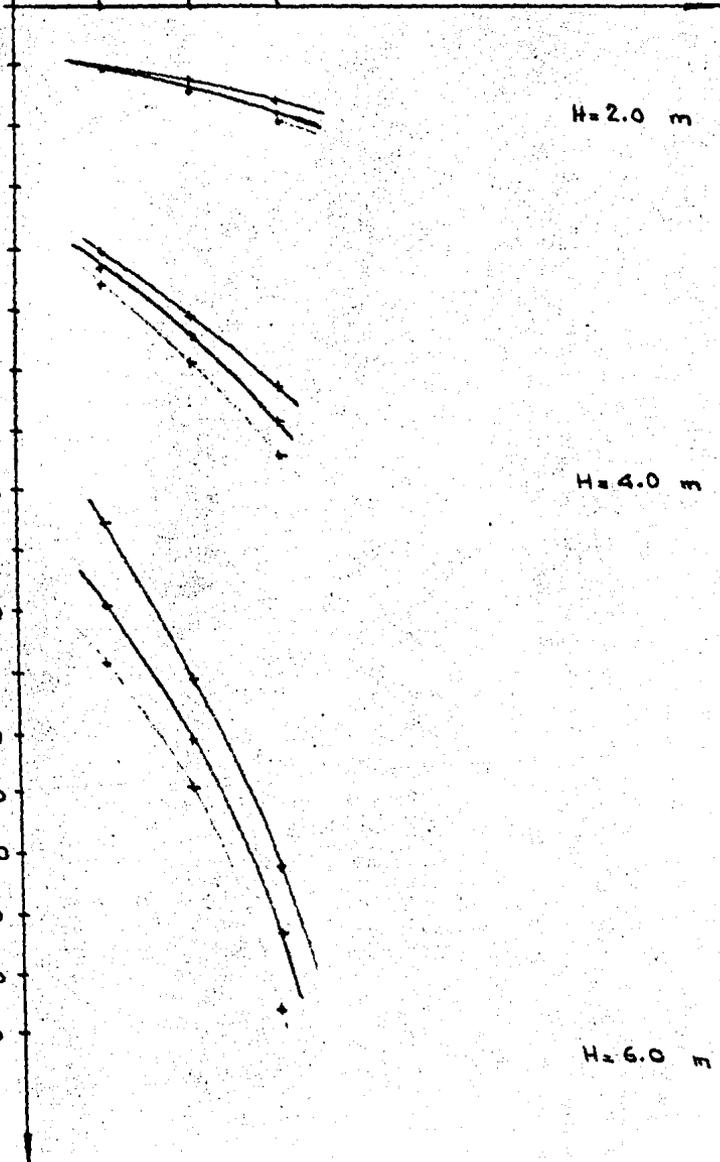
17.0

H = 2.0 m

H = 4.0 m

H = 6.0 m

E
(ton)



V.5 Ejemplo

Con el fin de comprobar si las gráficas pueden ser utilizadas con la confianza de que el valor que nos arroje será fidedigno, se propone un ejemplo, el cual se resolverá por medio de las gráficas y por medio del desarrollo paso a paso del método, para llegar a conclusiones certeras. Ver figura no. 10 .

Considérese:

Material de relleno	$\phi = 32^\circ$
Altura del muro	$h = 4.0 \text{ m}$
Coefficiente Sísmico	$C = 0.2$

Con ayuda de las gráficas:

Empuje de relleno	$E = 5.25 \text{ T}$
-------------------	----------------------

Con ayuda de la tabla:

$$\beta = 45^\circ$$

$$E_0 = 3.6 \text{ ton}$$

Método modificado de Culmann

Empuje del relleno	$E = 5.82 \text{ T}$
--------------------	----------------------

$$E_0 = 3.78 \text{ ton}$$

$$\beta = 46^\circ$$

Como puede notarse las diferencias entre los valores no es muy significativa, considerando que no se está calculando con un parámetro de peso volumétrico igual a los utilizados para construir las gráficas.

$W_1 = 2.04 \text{ ton}$
 $W_2 = 4.08 \text{ ton}$
 $W_3 = 6.12 \text{ ton}$
 $W_4 = 8.16 \text{ ton}$
 $W_5 = 10.20 \text{ ton}$
 $W_6 = 12.24 \text{ ton}$
 $W_7 = 14.28 \text{ ton}$
 $W_8 = 16.32 \text{ ton}$

$CW_1 = 0.408 \text{ ton}$
 $CW_2 = 0.816 \text{ ton}$
 $CW_3 = 1.224 \text{ ton}$
 $CW_4 = 1.632 \text{ ton}$
 $CW_5 = 2.04 \text{ ton}$
 $CW_6 = 2.448 \text{ ton}$
 $CW_7 = 2.856 \text{ ton}$
 $CW_8 = 3.264 \text{ ton}$

$\delta_m = 1.7 \text{ T/m}^3$
 $\delta = 2/5 \phi = 21^\circ$

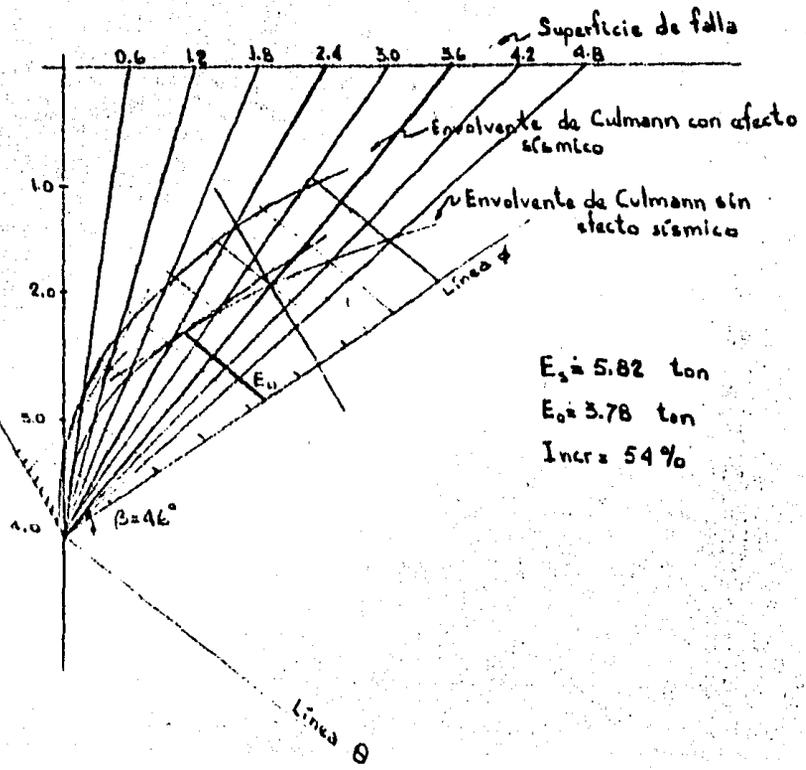


Figura no. 10

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

Inicialmente se debe de ubicar la zona en la cual se esta estudiando el problema, de acuerdo a la regionalización sísmica propuesta para la República Mexicana presentada en la figura no. 1 del capítulo I; posteriormente con dicha clasificación y de acuerdo al tipo de suelo de apoyo se procederá a la determinación del valor del coeficiente sísmico con ayuda de la tabla no. 2- de ese mismo capítulo, dicho coeficiente sísmico será el que marcará el rango del porcentaje de influencia del efecto sísmico.

Tomando en cuenta las características del muro de contención en cuanto a su geometría, el tipo de suelo de cimentación, etc., se deberá de determinar el tipo de análisis que sea más conveniente en el caso que se este tratando, pudiendo ser en términos generales, para muros de altura no mayor de 6.0 m y en zona sísmica A un análisis por el método semiempírico de K. Terzaghi, y para los demás casos utilizar el método de Coulomb o de Culmann, considerando el efecto sísmico.

El método de Culmann está basado en la teoría propuesta por Coulomb, pero que debido a los tanteos necesarios propuestos por este último se vuelve un método tedioso; Culmann lo adecuó a un sistema gráfico que nos condujera al máximo valor de empuje generado por el material de relleno, para el cual hay que tener cuidado-

y guardar la mayor precisión de escala posible para que el valor del empuje obtenido sea satisfactorio.

De las combinaciones hechas en relación a la altura del muro, coeficiente sísmico y propiedades mecánicas del material de relleno, este siempre de tipo puramente friccionante; se obtuvieron resultados que resultan interesantes, y que se pueden apreciar claramente en la tabla no.1 del capítulo V.

Atendiendo a las propiedades mecánicas del material de relleno, se puede decir que el parámetro predominante es el ángulo de fricción interna del material; pues el porcentaje de incremento en el peso de la cuña crítica para una misma altura de muro es en términos generales de 5% para los valores de pesos volumétricos considerados, que son los valores que suele tener este tipo de material, no así para el ángulo ϕ pues este valor -- nos dará la inclinación de la línea ϕ (en el método de Culmann) para encontrar el valor de dicho empuje generado por el relleno, disminuyendo el valor del empuje conforme el ángulo ϕ crece, esto suena lógico debido a que este parámetro nos indica la capacidad con que cuenta el suelo para sostenerse por si mismo.

Hay que observar además que la inclinación de la superficie de falla crítica (ángulo θ), presenta

para un mismo coeficiente sísmico, aunque la altura del muro varíe, un mismo valor promedio para dicho ángulo θ .

Se puede distinguir en la tabla no. 1 del capítulo V, que el incremento en el valor del empuje debido a sismo no está representado por un simple incremento en el empuje del suelo equivalente al valor del coeficiente sísmico, ya que a través de los análisis de muros de contención considerando efecto sísmico, realizados para este trabajo se comprobó que dicho incremento en el valor del empuje puede llegar a representar inclusive un 100 % de aumento en el empuje de tierras para un coeficiente sísmico representativo de la zona C o D.

La consideración anterior nos lleva a que los muros diseñados con la aplicación convencional de un incremento de empuje equivalente al coeficiente sísmico nos llevaría a tener diseños escasos para ocurrencia de sismos.

Debido a la magnitud del empuje de tierras que arroja este método, debo agregar que habría que adicionar la información con que pudiera contarse acerca del comportamiento de este tipo de estructuras durante sismos que se hayan presentado con anterioridad en la zona analizada, ya que con los valores de empuje resultantes se tendrían muros muy robustos y que por su costo se consideren muy sobrados en cuanto a su diseño.

Finalmente el ejemplo propuesto para verificar la veracidad de las gráficas, me arrojó valores -- que dentro de una aproximación confiable del valor del empuje de tierras lo considero como aceptable, puesto -- que no representaba un punto exacto sobre la curva obtenida, por las características consideradas.

Pero que es más aproximado a la situación sísmica predominante de la zona analizada, que la obtención convencional a través del porcentaje equivalente al coeficiente sísmico de dicho empuje.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Geología Para Ingenieros
Relaciones entre los estudios geológicos y
la ingeniería.
Robert F. Legget
Editorial Gustavo Gili S.A.
- 2.- Elementary Seismology
Richter F. C.
W. H. Freedman & Co., Inc. San Francisco, 1958
- 3.- Geología
Richard M. Pearl
Editorial C.E.C.S.A.
- 4.- Mecánica de Suelos
Juárez Badillo, Rico Rodríguez
Tomo II Teoría y aplicaciones de la mecánica
de suelos.
Editorial Limusa
- 5.- Revista de Ingeniería
Volumen LIII Num. 3 Pág. 76, 1983
Nueva Epoca
- 6.- Diseño Sísmico de Edificios, Manual
Enrique Bazán Zurita, Roberto Meli Piralla
Editorial Limusa
- 7.- Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones de la industria eléctrica
Tomo III