

T-UES
1501
C796c
1992
Ej. 2.

Universidad de El Salvador

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



CRITERIOS BASICOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCION EN PROYECTOS DE URBANIZACION

TRABAJO DE GRADUACION

PRESENTADO POR:

Carlos Atilio Córdova Velásquez

Fernando Antonio Fuentes Cabrera

Carolina Zelaya Martínez

15101836

15101836

PARA OPTAR AL TITULO DE:

Ingeniero Civil



ENERO, 1992

San Salvador, El Salvador, Centro América.

Lee, mayo 9/92

.....

.....

.....

.....

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR

DR. FABIO CASTILLO FIGUEROA

SECRETARIO GENERAL

LIC. MIGUEL ANGEL AZUCENA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO EN FUNCIONES

ING. JUAN JESUS SANCHEZ SALAZAR

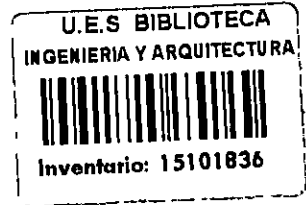
SECRETARIO

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR

ING. VICTOR MANUEL FIGUEROA MORAN



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

TRABAJO DE GRADUACION

COORDINADOR

ING. VICTOR MANUEL FIGUEROA MORAN

ASESOR

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN



ASESOR

ING. MS. ENRIQUE EDGARDO MELARA RUIZ

DEDICATORIA

DE: CARLOS ATILIO CÓRDOVA VELÁSQUEZ

A: DIOS TODOPODEROSO; por haberme concedido los días de mi vida para coronar una de mis metas trazadas.

MIS PADRES: Bernabé O. Córdova y María J. Velásquez; por todos los sacrificios para poder forjarme como profesional y para quienes hago mi triunfo el de ellos.

MI ESPOSA: Gina Mercedes; por su apoyo y comprensión en los momentos más difíciles de este largo camino.

MIS HERMANOS: Josué Misael, Celso Angel, Alfredo de Jesús, Margoth y Lucy por su constante apoyo durante toda mi carrera.

MIS COMPANEROS DE TESIS:
Carolina y Fernando, por su amistad y comprensión que me brindaron durante todo este tiempo.

FAMILIA ZELAYA MARTINEZ, eterna gratitud.

A ellos y a todas las personas que de una u otra manera me ayudaron, muchas gracias

CARLOS ATILIO

DEDICATORIA

DE: FERNANDO ANTONIO FUENTES CABRERA

A: DIOS TODO PODEROSO

Porque de él y para él son todos los triunfos, por haberme prestado vida y darme voluntad para concluir esta meta tan ansiada.

Bendito Seas Señor

MI PADRE:

Fernando Antonio, por su desmedido e incondicional apoyo tanto económico como moral, por su amor, por ser él para mí el ejemplo de un hombre luchador. Dios sabe lo intenso de mi agradecimiento.

MI MADRE:

Berta Lilian, por su entrega sin límites para que yo concluyera esta meta, por su apoyo moral y espiritual, sus consejos oportunos inculcándome a cada momento el amor al prójimo. Te agradezco infinitamente.

Muchas Gracias Papás. Que Dios los Bendiga.

MI ESPOSA:

Ana Cecilia

MI HIJA:

Veronica Cecilia por ser ahora la razón de mis esfuerzos

MI HERMANO:

Walter Alfonso

DEDICATORIA

DE: CAROLINA ZELAYA MARTINEZ

A: DIOS TODOPODEROSO

Por haber escuchado mis súplicas y darme fuerzas para seguir adelante.

MIS PADRES: Carlos Zelaya Gómez y Lelys Martínez de Zelaya, con amor y gratitud por el apoyo moral y espiritual que siempre me han brindado, y por sus esfuerzos y sacrificios.

MIS HERMANOS: Lorena, Ricardo, Mirna, Leyla, Sandra y Raúl, con mucho cariño.

MIS FAMILIARES

MIS AMIGOS

AGRADECIMIENTO

Nuestros más sinceros agradecimientos a todas aquellas personas que de una u otra forma nos brindaron su apoyo desinteresado, tanto material, moral y espiritualmente; sin el cual este trabajo no se hubiese llevado a término.

Infinitamente gracias.

LOS AUTORES

INDICE

PAG.

INTRODUCCION

CAPITULO I GENERALIDADES

1.1	OBJETIVOS	1
1.2	JUSTIFICACION	2
1.3	ALCANCES Y LIMITACIONES	3
1.4	GENERALIDADES	4
1.5	PROBLEMATICA DE LOS SUELOS DEL AMSS	6
1.5.1	Estabilización de los suelos del AMSS	8
1.6	TALUDES	10
1.7	ADEMRS	14
1.8	OBRAS DE CONTENCIÓN RIGIDAS (MUROS)	17
1.8.1	Muros de Mampostería de Piedra	23
1.8.2	Muro de Concreto Reforzado	24
1.8.3	Muro de Mampostería Reforzada	27

CAPITULO II
GEOLOGIA DEL AMSS

2.1	ASPECTOS GEOLOGICOS DEL AMSS	29
2.1.1	Localización de Fallas Geológicas en el AMSS	42
2.2	ASPECTOS GEOTECNICOS DEL AMSS	44
2.3	ASPECTOS SISMOLOGICOS DEL AMSS	53
2.3.1	Actividad Sísmica del AMSS	54
2.3.2	Criterios de Zonificación Sísmica de El Salvador	65

CAPITULO III
ANALISIS Y COMPORTAMIENTO DE TALUDES

3.1	PROBLEMATICA DE TALUDES	71
3.1.1	Tipos y Causas de Fallas más Comunes	71
3.1.1.1	Tipos de Falla	71
3.1.1.2	Causas que Producen inestabilidad de taludes	86
3.1.2	Identificación IN SITU de problemas de estabilidad de taludes	90

3.2	MÉTODOS DE CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES	96
3.2.1	Métodos Estáticos	96
3.2.1.A	Método de A. Casagrande	98
3.2.1.B	Método de Fellenius	101
3.2.2	Métodos Dinámicos	107
3.2.1.1	Método de A. Newmark	109

CAPITULO IV

OBRAS DE PROTECCION PARA TALUDES

4.1	CONSIDERACIONES A TOMAR EN CUENTA PARA LA PREVENCION DE FALLAS	112
4.2	MÉTODOS MECANICOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES	113
4.3	OBRAS DE PROTECCION PARA TALUDES	119
4.3.1	Planificación de la Conservación del suelo	120
4.3.2	Principales Problemas del Area	121
4.3.3	Factores que Favorecen la Erosión	122
4.3.4	Efectos de la Erosión	127
4.3.5	Conservación de Suelos en Proyectos de Ingeniería Civil	129
4.3.5.1	Revestimientos Naturales	130
4.3.5.2	Métodos Mecánicos	139
	Tierra Armada	139

4.3.5.3	Revestimientos Artificiales	169
	El Ferrocemento	170
	El Engalletado	177
	Geotextiles	178

CAPITULO V

EMPUJES SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

5.1	EMPUJES DE TIERRA	182
5.1.1	Empuje Pasivo	186
5.1.2	Empuje Activo	189
5.1.3	Factores que Afectan el Análisis de un Muro	192
5.2	ANÁLISIS DEL EMPUJE ACTIVO PARA ESTRUCTURAS RÍGIDAS (MUROS)	199
5.2.1	Análisis Estático	199
5.2.1.A	Teoría de Rankine	199
5.2.1.B	Teoría de Coulomb	205
5.2.2	Análisis Dinámico	213
5.2.2.A	Método de Monobe - Okabe	214
5.2.2.B	Método Semi - Empírico de Bolton Seed	220
5.2.2.C	Método del NAVFAC DM - 7.2	222
5.2.2.D	Análisis Dinámico Según El REDSES	225
5.3	ADEMRS	230

5.3.1	Excavaciones	230
5.3.2	Parámetros que Afectan la Estabilidad de las Excavaciones	233
5.3.3	Entibación de las Excavaciones	250
5.3.4	Deformación y Empuje en Entibaciones	261
5.3.5	Forma y Magnitud de las Presiones sobre una Entibación	265

CAPITULO VI

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE CONTENCIÓN

6.1	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ADEMÉS	269
6.2	MUROS DE CONTENCIÓN	288
6.2.1	Tipos de Muros y Forma Estructural	289
6.2.2	Cargas en el Sistema Estructural	291
6.2.2.1	Cargas en Pantalla	291
6.2.2.2	Cargas en los Apoyos (Contrafuertes)	294
6.2.2.3	Cargas sobre la Cimentación	299
6.2.3	Metodología para el Diseño de Muro de Mampostería de Piedra	
6.2.3.1	Diseño de Muro de Mampostería	304
6.2.4	Metodología para el Diseño de Muro de Concreto Reforzado	327
6.2.5	Metodología para el Diseño de Muro Mampostería Reforzada	337
6.2.6	Detallado de Miembros	356

CAPITULO VII

REQUERIMIENTOS GENERALES PARA LA PROTECCION DE MUROS DE CONTENCION

7.1	SISTEMAS DE DRENAJE	359
7.2	REVESTIMIENTOS NATURALES	368
7.3	MATERIALES DE RELLENO	368

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1	CONCLUSIONES	374
8.2	RECOMENDACIONES	379
8.3	BIBLIOGRAFIA	383

APENDICES

A.	DEDUCCION DE FORMULAS PARA DISTRIBUCION DE PRESIONES DE ORIGEN SISMICO	389
B.	DISEÑO DE MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA EJEMPLO NUMERICO	393
C.	DISEÑO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO EJEMPLO NUMERICO	404

D.	DISEÑO DE MURO DE MAMPOSTERIA REFORZADA EJEMPLO NUMERICO	417
----	---	-----

ANEXOS

ANEXO 1	SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS	424
ANEXO 2	RESULTADOS DE EVALUACION DE EMPUJE ACTIVO	425
ANEXO 3	PROPIEDADES DE LA MADERA	428
ANEXO 4	DISPOSICIONES Y REQUERIMIENTOS PARA ADEMÉS	429
ANEXO 5	CUADRO RESUMEN PARA CALCULO DE MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA	432

INTRODUCCION

El Salvador es un país ubicado en una zona topográficamente accidentada y de alto riesgo sísmico, por lo que se requiere que se preste una adecuada atención al diseño de las obras de protección necesarias en las zonas de urbanización, las cuales se han visto altamente expandidas en las ciudades principales como producto del alto crecimiento poblacional y de la emigración del sector rural.

La gran concentración de personas en las áreas urbanas, ha provocado una acelerada demanda de vivienda, por lo que las empresas constructoras se han visto limitadas de un adecuado espacio para suplir esta necesidad, dada por la misma naturaleza y conformación del suelo de nuestro país, llegando a proyectar urbanizaciones en los márgenes de los ríos que atraviesan las ciudades, en las laderas y montículos circundantes, lo cual se ve reflejado con gran relevancia en el AMSS.

Esto indujo a la Dirección de Urbanismo y Arquitectura a implementar normas dentro del reglamento a la ley de urbanismo y construcción, a que se preste mayor atención a las obras de

protección (Art. 17 DUA), con lo cual se obliga al urbanizador a tomar serias medidas de seguridad por medio de la implementación de estas obras. Actualmente la entidad encargada de hacer cumplir, entre otros, los lineamientos necesarios para la protección de lotes en los proyectos de urbanización, es la OPAMSS (Oficina de Planificación del Area Metropolitana de San Salvador), la cual fue creada en vista de que la demanda habitacional en el AMSS es tal, que es necesario que exista una oficina dedicada a atender específicamente los proyectos generados en el AMSS.

Tomando en cuenta dicha demanda habitacional y los problemas que conllevan al urbanizar en zonas accidentadas, es por lo que este documento pretende generar una metodología que contenga los criterios básicos para el análisis y diseño de obras de protección más utilizadas en urbanizaciones en el AMSS, partiendo de un análisis geotécnico de suelos para determinar su estabilidad, de no cumplir los requisitos mínimos de estabilidad llevar a cabo la conformación de taludes y de ser necesario analizar las formas de protección de los mismos. Es necesario tomar en cuenta también la estabilidad de los suelos al realizar excavaciones, ya que de ello dependerá el uso o no de obras temporales como lo son los

Ademas; así mismo se tratarán las estructuras rígidas de contención cuando las condiciones que preste el suelo sean inestables y no puedan ser corregidas por una obra de protección. (Talud) o cuando exista la necesidad de salvaguardar niveles para operaciones de aprovechamiento de espacios en urbanizaciones.

El análisis de dichas obras se llevará a cabo tomando en cuenta tanto parámetros y criterios geotécnicos, como estructurales, es decir, la respuesta y comportamiento que el suelo presenta ante la presencia de una estructura rígida. Es así como la investigación realizada consta de ocho capítulos:

El capítulo 1 enmarca los aspectos generales y conceptos elementales para una mejor comprensión de los temas a tratar posteriormente.

El capítulo 2 se refiere a los aspectos geológicos de los suelos del AMSS, dichos aspectos incluyen la formación, composición estratigráfica, así como las propiedades mecánicas del suelo.

Se trata también de los efectos y orígenes de los sismos en el AMSS, efectuando un enfoque no sólo a nivel local sino también a nivel regional.

El capítulo 3 comprende la problemática de los taludes, en lo referente a su inestabilidad, haciendo un análisis de las fallas más comunes, así como las diversas causas que las originan.

Para ello se consideran métodos estáticos y dinámicos, por medio de los cuales se determina la estabilidad de los taludes.

El capítulo 4 hace mención de aquellas medidas preventivas y correctivas para la estabilización de taludes, tales medidas son abarcadas por métodos mecánicos y obras de protección.

El capítulo 5 trata acerca de los empujes de tierra, como resultado de una restricción impuesta a la masa de suelo, ya sea esto una obra de protección o contención. El efecto de estos empujes es analizado tomando en cuenta teorías clásicas que son utilizadas para el análisis estático y métodos que son empleados para el tratamiento dinámico.

En el capítulo 6, se plantea la metodología por medio de la cual se analizan y diseñan estructuralmente las obras de contención, tomando en cuenta aspectos geotécnicos y características estructurales de la obra a diseñar.

En el capítulo 7 se establecen los requerimientos generales para la protección de muros de retención, esenciales para el mantenimiento y buen funcionamiento de los mismos.

Finalmente en el capítulo 8, se hace un análisis e interpretación de la metodología planteada para el diseño de obras de protección y contención en urbanizaciones y exponer así las conclusiones y recomendaciones referentes al tema.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Realizar un estudio para la elaboración de un documento que establezca criterios básicos para el análisis y diseño tanto Geotécnico como Estructural de obras de protección más utilizadas en los proyectos de urbanización en el AMSS.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Identificar los diferentes tipos de obras de protección y contención del suelo, utilizados en el AMSS, como lo son: TALUDES, ADEMES Y MUROS.
Identificar algunos métodos empleados para la protección de taludes: Revestimientos naturales y artificiales.
- En base a los diferentes tipos de obras de protección proporcionar a la persona interesada en el tema, la facilidad de proponer la alternativa que se adecue más a las características topográficas y geotécnicas existentes en el lugar escogido.

- Establecer una metodología que contenga los criterios necesarios para el análisis y diseño de las obras de protección propuestas.

- Determinar la vinculación que existe entre las características geotécnicas y el comportamiento estructural de la obra como respuesta a dicha interacción.

1.2 JUSTIFICACION

Dado que nuestro país posee una topografía accidentada y de alto riesgo sísmico, se hace inevitable urbanizar en zonas inadecuadas, lo que se agudiza por el alto crecimiento poblacional como producto de una descontrolada tasa de natalidad experimentadas en los últimos años en nuestro país, lo que ha provocado una mayor demanda habitacional en dichas zonas críticas.

Este problema se ve incrementado en el AMSS y ciudades más importantes, debido a la emigración del sector rural, como consecuencia principalmente al deseo de mejorar sus condiciones de vida.

Por lo tanto se hace necesario que en dichas urbanizaciones se de un mayor énfasis a las obras de protección que sean necesarias proyectar de acuerdo a las condiciones existentes, para que garanticen la seguridad de los habitantes y la infraestructura a construir.

Considerando lo anterior, se hace necesario la elaboración de un documento para que toda persona interesada en el tema, encuentre en él los criterios básicos que tomen en cuenta las condiciones del suelo existente, los mecanismos de mejoramiento de sus propiedades; conformación de taludes y de ser necesario, el diseño de obras de contención rígidas con el fin de fundamentar las metodologías para el análisis y diseño de obras de protección y contención en urbanizaciones, lo cual debe tomarse en cuenta para los planes de desarrollo urbano presentes y futuros.

1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES

ALCANCE

- Establecer una secuencia lógica de criterios básicos con un enfoque geotécnico, geológico y de comportamiento estructural para el análisis y diseño de obras de protección en urbanizaciones en el AMSS.

- Lograr establecer un vínculo más estrecho entre la mecánica de suelos y el comportamiento estructural para el eficiente análisis y diseño de las obras de protección en urbanizaciones.

LIMITACIONES

- Por se el AMSS el lugar donde la expansión urbanística es mayor, llegando a urbanizar en zonas topográficamente críticas, se limitará el estudio a las obras de protección que en ella se proyecten.
- Las obras de protección que se tomaron en cuenta en el análisis son aquellas que se utilizan con mayor frecuencia en nuestro medio, como lo son: Taludes, Ademes y muros de contención de tierra.

1.4 GENERALIDADES

El Salvador tiene una extensión superficial de 21,040.79 km² y una población aproximada de 5,009,000 habitantes (según datos estadísticos de 1987); es el país más densamente poblado de América Central (238 hab/km²)¹.

¹ Almanaque Mundial 1980.

Al igual que los demás países centroamericanos, El Salvador se caracteriza por ser su capital la que concentra la mayor actividad económica, social, política y administrativa, lo que conlleva a una descontrolada aglomeración de la población emigrante del interior del país, en un espacio relativamente reducido y con condiciones sísmicas y topográficas del terreno no aptas para la demanda habitacional.

Sin embargo, haciendo caso omiso de las condiciones anteriormente expuestas, se han construido urbanizaciones y se han asentado comunidades en dichas áreas, y en algunas de ellas no se han tomado las medidas suficientes de protección que brinden seguridad tanto a la infraestructura como a sus habitantes. Cabe mencionar algunos acontecimientos que han provocado tanto pérdidas humanas como materiales, tal es el caso de lo ocurrido en la zona de Montebello Poniente en septiembre de 1982, cuando hubo un deslizamiento de la masa de tierra de la parte alta de volcán, como consecuencia de las persistentes lluvias que saturaron el suelo, lo que disminuyó la cohesión entre sus partículas, provocando el soterramiento de una gran parte de dicha urbanización; la gran cantidad de derrumbes de taludes y muros ocasionados por el terremoto de

octubre de 1986, el cual, dada su intensidad, puso de manifiesto la deficiencia del diseño de las obras de protección en el AMSS, en las cuales se produjeron daños parciales y totales, así como los derrumbes ocurridos en excavaciones, tal es el caso de lo acontecido en Cuscátancingo en abril de 1991. Este tipo de desastres, han dado la pauta para intensificar la realización de estudios que regirán el diseño de obras de protección.

1.5 PROBLEMÁTICA DE LOS SUELOS DEL AMSS

Con mucha frecuencia los suelos del AMSS no llenan los requisitos de resistencia e incomprensibilidad indispensables para su uso en taludes y cortes. Además presentan una evidente heterogeneidad en los diferentes municipios que conforman el AMSS, razón por la cual es necesario efectuar estudios específicos para cada zona en particular a tratar, los cuales permitan conocer su composición estratigráfica y propiedades mecánicas.

La inestabilidad y la baja resistencia de la capacidad de carga, constituyen la problemática de los suelos del AMSS. Dicha inestabilidad que presentan los suelos es producto de características propias de la composición y propiedades de los

mismos, lo que hace que éstos tengan poca resistencia a la acción del esfuerzo cortante, originando desprendimientos en la masa de tierra; se suma a esto algunos agentes naturales como la lluvia, que produce debilitamiento por la infiltración excesiva debido a la permeabilidad del suelo produciendo saturación, lo que disminuye la cohesión existente entre las partículas, dando lugar a un deslizamiento fluido. Cabe mencionar que los problemas originados por la lluvia hacen mayores estragos en aquellas zonas que han sido deforestadas y a las cuales no se les han proporcionado el debido tratamiento de protección y evacuación (drenaje) de la escorrentía.

La capacidad de carga, definida como la resistencia máxima que opone el suelo ante las deformaciones producidas por un asentamiento, depende de las características de cada tipo de suelo y varía con la magnitud y distribución de la carga aplicada.

El asentamiento del suelo producido por las cargas es con frecuencia el factor predominante al proyectar una estructura, cuando éste se da de una manera excesiva, razón por la cual se hace necesario precisar en pruebas de campo (exploración

subsuperficial) y laboratorio, la capacidad de carga y asentamientos permisibles de suelo.

Por lo anterior es necesario, cuando el caso lo amerite, el mejoramiento del suelo para obtener una adecuada estabilización.

1.5.1 Estabilización de los Suelos del AMSS

En la actualidad la mayoría de los lugares más aptos para construcciones cercanas a las áreas urbanas, ya han sido utilizados, por lo que urbanizar en otras zonas puede no ser muy práctico. En la actualidad, algunos lugares como laderas y otras áreas de poco valor se están empleando para las construcciones, con la tendencia a continuar y a acelerar esta práctica, razón por la cual es necesario modificar las propiedades del suelo mediante la estabilización del mismo.

La estabilización de un suelo es cualquier forma de mejoramiento de las propiedades mecánicas de éste. En su más amplio sentido, la estabilización incluye la compactación, el drenaje, la preconsolidación y la protección de la superficie contra la erosión y la infiltración de la humedad. El modo de modificar y el grado de modificación necesarios dependen de las condiciones del suelo y de sus deficiencias.

Los factores a considerar para la selección del mejor método de estabilización debe incluir lo siguiente:

- Tipo de suelo (arena, arcilla, orgánico, etc.)
- Area y profundidad del tratamiento requerido
- Tipo de estructura y distribución de las cargas
- Propiedades del suelo, comprensibilidad, permeabilidad, etc.
- Asentamiento permisible (total o diferencial).
- Materiales y equipos disponibles.
- Limitación del sitio.
- Aspectos económicos, entre otros.

De acuerdo a lo anterior, la estabilización puede consistir en cualquiera de los siguientes procedimientos:

1. Aumentar la densidad del suelo.
2. Agregar materiales para efectuar un cambio químico y/o físico en el suelo.
3. Remoción y/o reemplazo de los suelos malos.

La estabilización es normalmente mecánica o química, y los métodos usualmente empleados (según Enrique Melara, 1989) en nuestro país son:

- Compactación por medio de rodillos pata de cabra.
- Compactación por medio de vibrocompactadores.
- Compactación por medio de rodillos lisos.
- Compactación Manual (pisones, bailarinas, etc.)
- Suelo-cemento
- Suelo-cal
- Inyecciones
- Suelo cemento fluido
- Compactación con material selecto.

1.8 TALUDES

Se comprende bajo el nombre genérico de taludes, cualesquiera superficie inclinadas respecto a la horizontal, que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, ya sea en forma natural o artificial.

Existen pioneros de labor muy meritoria en el campo del estudio de taludes. Entre ellos podemos mencionar:

Coulomb (1776), el cual intuyó que la superficie de falla se daba en forma plana; posteriormente Collin en 1845, habló de superficies de deslizamiento curvas en las fallas de los taludes e imaginó mecanismos de fallas que no difieren mucho

de los que actualmente se consideran en muchos métodos prácticos de diseño.

Aunque en aquel tiempo estas ideas no fueron tomadas muy en cuenta, ya que éstas no concordaban con hipótesis conservadoras, emitidas por Coulomb, y no fue hasta que Petterson en 1916, retomó las teorías de deslizamiento no plano para analizar las fallas en casos reales de taludes, como fue la falla ocurrida en el Puerto de Gottemburgo, en la cual observó que la ruptura había ocurrido en una superficie curva; teoría que fue impulsada en 1927 por Fellenius, uno de los grandes investigadores en el campo de taludes; el cual proponía que la superficie de falla de deslizamiento de la masa de suelo es cilíndrica y que la rotación se producía alrededor del centro del cilindro, teoría que lleva el nombre genérico de "Método Sueco".

Rendulic propuso el "Método de la espiral logarítmica" en 1935, la cual utiliza como superficie de falla hipotética un arco de espiral logarítmica como superficie de deslizamiento más real. Dos años más tarde, en 1937, Taylor demostró que la espiral logarítmica presentaba una complejidad innecesaria en los cálculos, ya que los resultados obtenidos eran tan

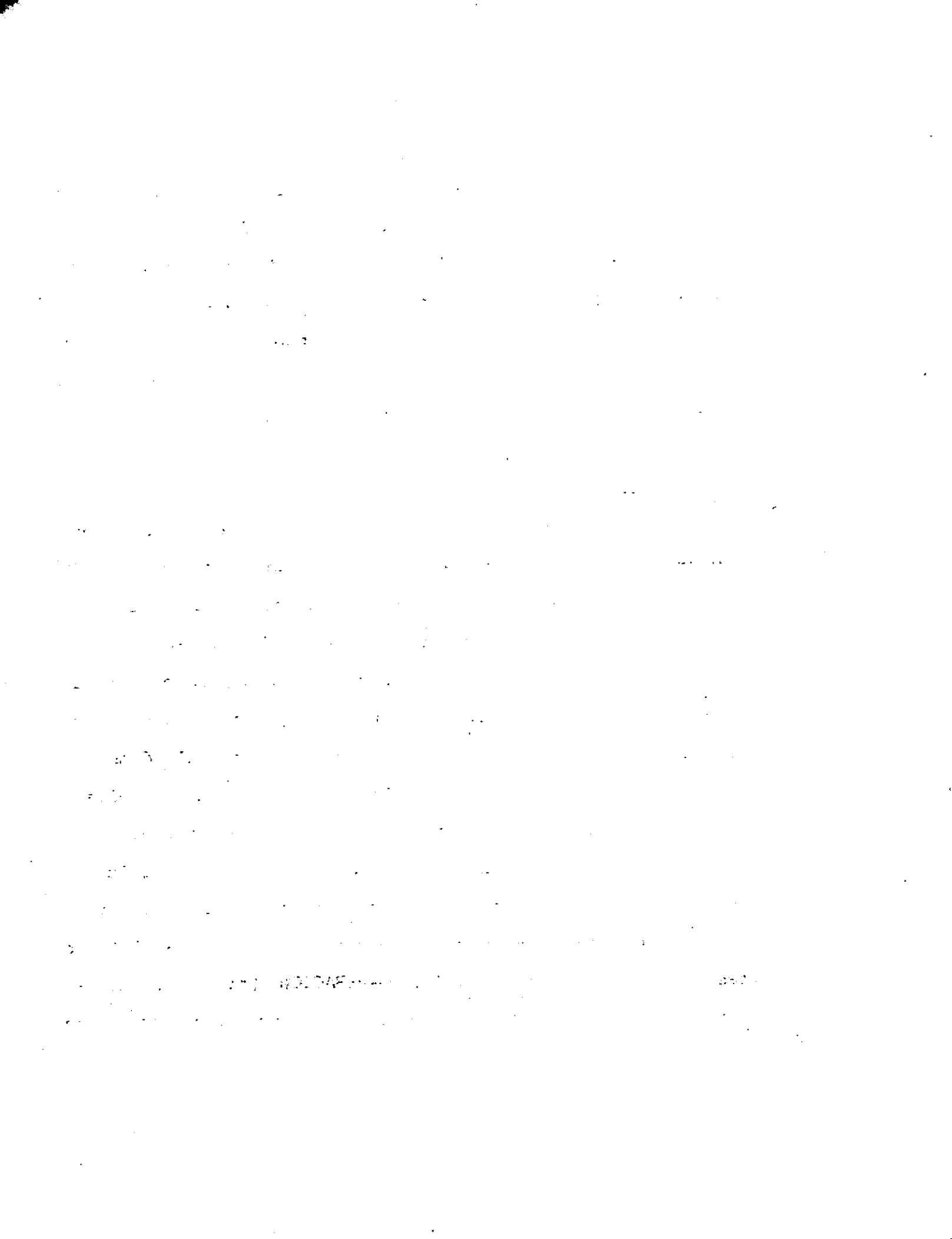
similares a los del método de la circunferencia, que hacía que el método de la espiral no fuese práctico.

En la actualidad un problema que se presenta a menudo, es el de inestabilidad de los taludes, tanto en corte como en relleno, por lo que se requiere de técnicas ingenieriles que abordan de una manera eficiente y económica el problema concerniente a taludes.

Existen métodos mediante los cuales se puede analizar la falla ocurrida en un talud, al haberse excedido su resistencia al esfuerzo cortante, aspecto que genera confusión dentro de la concepción del problema "estabilidad de taludes", por su extraordinaria complejidad y multiplicidad por no existir un consenso universal en lo que debe entenderse por tal; la gran mayoría de las fallas de taludes se definen en términos de derrumbes o colapsos de toda índole, que no dejan duda en pensar que ha ocurrido algo que pone en serio entredicho la función estructural; o en términos de movimientos excesivos. Es así como es necesario distinguir en lo que a tratamiento y manejo se refiere de las laderas naturales y los taludes artificiales. Los materiales que constituyen ambos tipos son diferentes en naturaleza y disposición y cambia en esencia el

modo en que influyen todas las circunstancias de ambiente, clima e historia geológica desde su formación y durante su existencia. Sin embargo, no existe un método general de análisis aplicable a todos los taludes, lo cual se puede discutir en dos sentidos:

Uno es que se debe reconocer que el método tradicional de análisis estructural no se aplica a taludes. Dicho método exige conocer las cargas exteriores que actúan sobre una estructura y poder así determinar los esfuerzos internos que se compararán con la resistencia del material, dentro del análisis de una teoría de falla previamente determinada. Este método no aplica por no existir ningún procedimiento práctico que determine el estado de esfuerzos internos en los puntos de la masa de suelo, a partir de las cargas exteriores actuantes. Debido a esto, la estabilidad de los taludes se harán por medio del método de análisis límites en los que, como primera etapa, se establece un mecanismo cinemático de falla, supuesto empíricamente, con base en el cual se analizan las fuerzas tendientes a producirlo (fuerzas motoras), las cuales se comparan con las fuerzas capaces de desarrollarse y que tienden a que el mecanismo de falla no se produzca (fuerzas resistentes).



Además de lo anterior, existe otra razón por la cual no puede contarse con un método general de análisis aplicable a todos los casos, ya que la aplicación de cualquier método teórico implica que se puedan utilizar parámetros de resistencia adecuados al caso, teniendo en cuenta que no existe homogeneidad en los materiales constituidos en un talud, ya sea éste un talud natural o artificial.

1.7 ADEMÉS

En muchas obras de construcción es necesario hacer excavaciones temporales, ya sean éstas profundas o no (ej: para construir la infraestructura de los edificios, colocar o reparar tuberías, etc.). En algunos casos, dichas excavaciones se pueden construir sin ningún sostenimiento, sin peligro de derrumbes, para lo cual, el talud de sus paredes deberá ser más escarpado y que sea compatible con la estabilidad de los suelos dentro del tiempo de utilización. Sin embargo el riesgo de un talud demasiado escarpado es elevado y la alternativa de tender los taludes, demasiado costosa o imposible por falta de espacio. En estos casos, se hace uso de un sostenimiento temporal de las paredes de la excavación; éste revestimiento temporal se denomina ADEME o ENTIBACION (fig. 1). Por lo general, estos ADEMÉS son de madera o una combinación de

elementos de madera y acero, y solamente en casos hasta cierto punto excepcionales, se justifica construirlos totalmente de acero o concreto (bóveda, túneles, minas, etc.)

Se han ideado muchos sistemas de entibación y algunos hasta han sido normados, sin embargo, las personas que realizan trabajos de excavación, le dedican muy poco tiempo al proyecto de las entibaciones y el resultado ha sido el colapso de las mismas inadecuadamente proyectadas, lo que provoca daños materiales y humanos.

La profundidad de la excavación que se vaya a efectuar y la naturaleza del suelo en que se excave, define la magnitud del problema e incluso la necesidad del ademado y sus características; se debe tomar en cuenta, además, el área de la excavación, el volumen al excavar y el espacio que se requiere para el trabajo del equipo a utilizar dentro de la excavación.

Existen varias disposiciones de entibación o ademe, pero el tipo más simple es el de codales o puntales que son maderos horizontales cuyos extremos se acúan contra el suelo o contra elementos de madera verticales (postes o viguetas).

Los puntales son los elementos que más atención requieren por parte del Ingeniero proyectista, para lo cual es preciso determinar la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre el ademe, lo cual dependerá no sólo de las características y propiedades del suelo, sino también de la resistencia que el elemento de soporte ofrezca a la deformación del suelo y de la flexibilidad de toda la estructura de soporte en general.

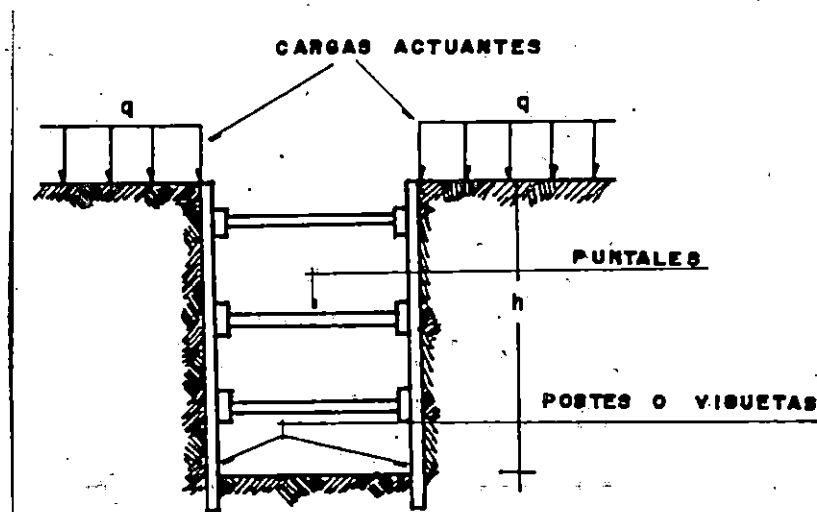


Fig. 1 CORTE TRANSVERSAL DE UNA ZANJA ADEMADA.

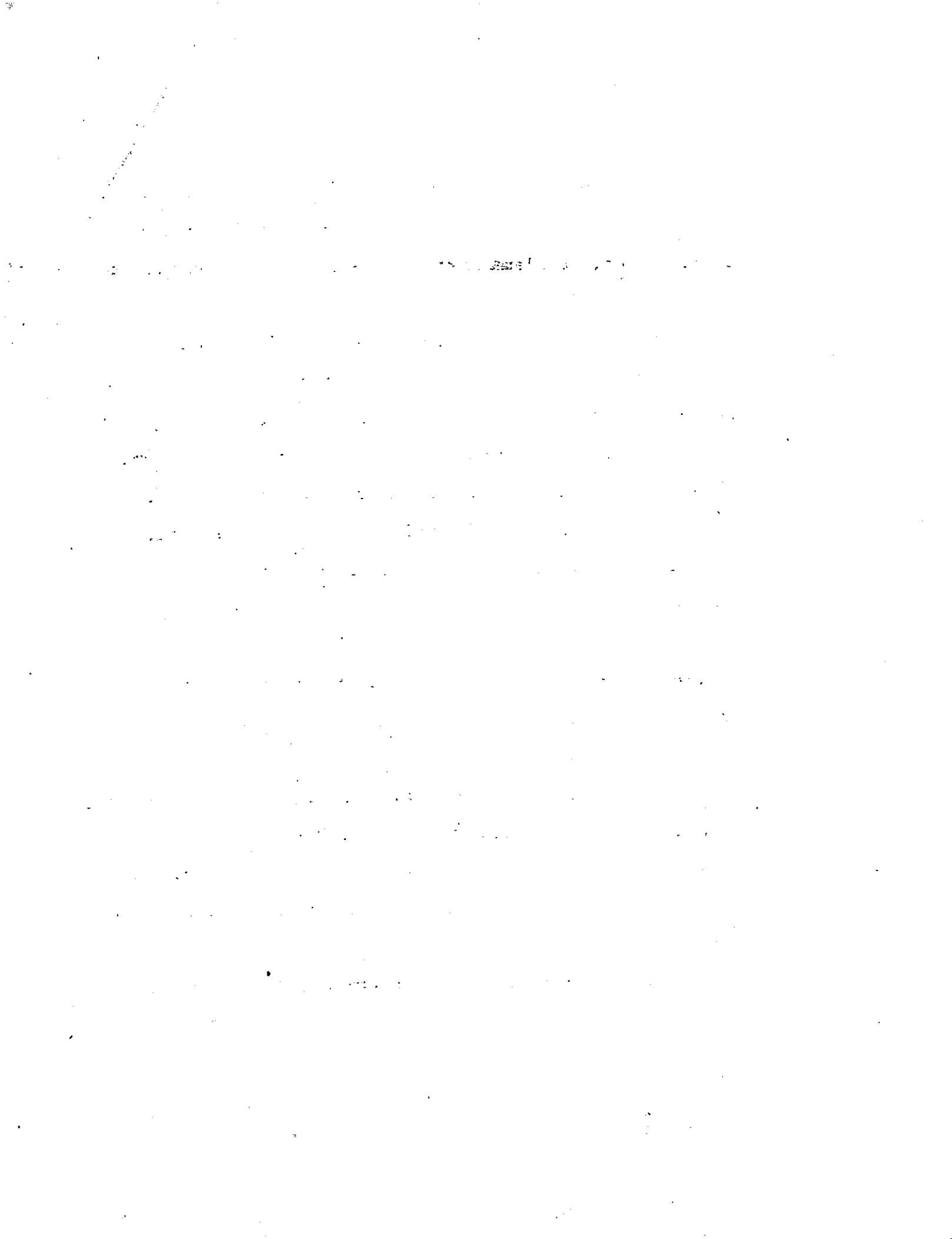
1.8 OBRAS DE CONTENCIÓN RIGIDAS (MUROS)

Toda obra de Ingeniería Civil, tiene que cimentarse en el suelo, por lo que se hace necesario conocer las propiedades mecánicas del mismo, para que el diseño de la obra sea económico y seguro.

winter

Desgraciadamente para el análisis y diseño de muros de retención, la preocupación ha sido básicamente enfocada al área geotécnica y se ha dejado en segundo término la interacción suelo-estructura. Algunas veces la precisión alcanzada en el cálculo estructural se pierde al estimar en forma empírica las características del suelo del espacio a utilizar.

El comportamiento del suelo es distinto y difícil de predecir en comparación con los materiales usados en la construcción de muros de retención y más aún, varía para cada caso particular, razón por la cual podrá hacerse un análisis de la interacción suelo-estructura y afectar la respuesta por factores de seguridad que garanticen la estabilidad y economía de la obra para condiciones de carga estática y carga dinámica.



Una estructura de protección rígida diseñada con el propósito de mantener una diferencia en los niveles del suelo de sus dos lados, se llama muro de retención o sostenimiento.

La tierra que produce el mayor nivel se llama relleno (el cual puede ser natural o artificial) y constituye el elemento generador de presión, tal presión (efecto vertical) afectada por un coeficiente llamado "de movilización de tierra", constituye el efecto horizontal denominado empuje, que es el que produce el deslizamiento y volteo del muro, los cuales se incrementan debido a efectos dinámicos provocados por terremotos.

Entre las principales fuerzas que actúan sobre los muros se mencionan las siguientes (fig. 2)

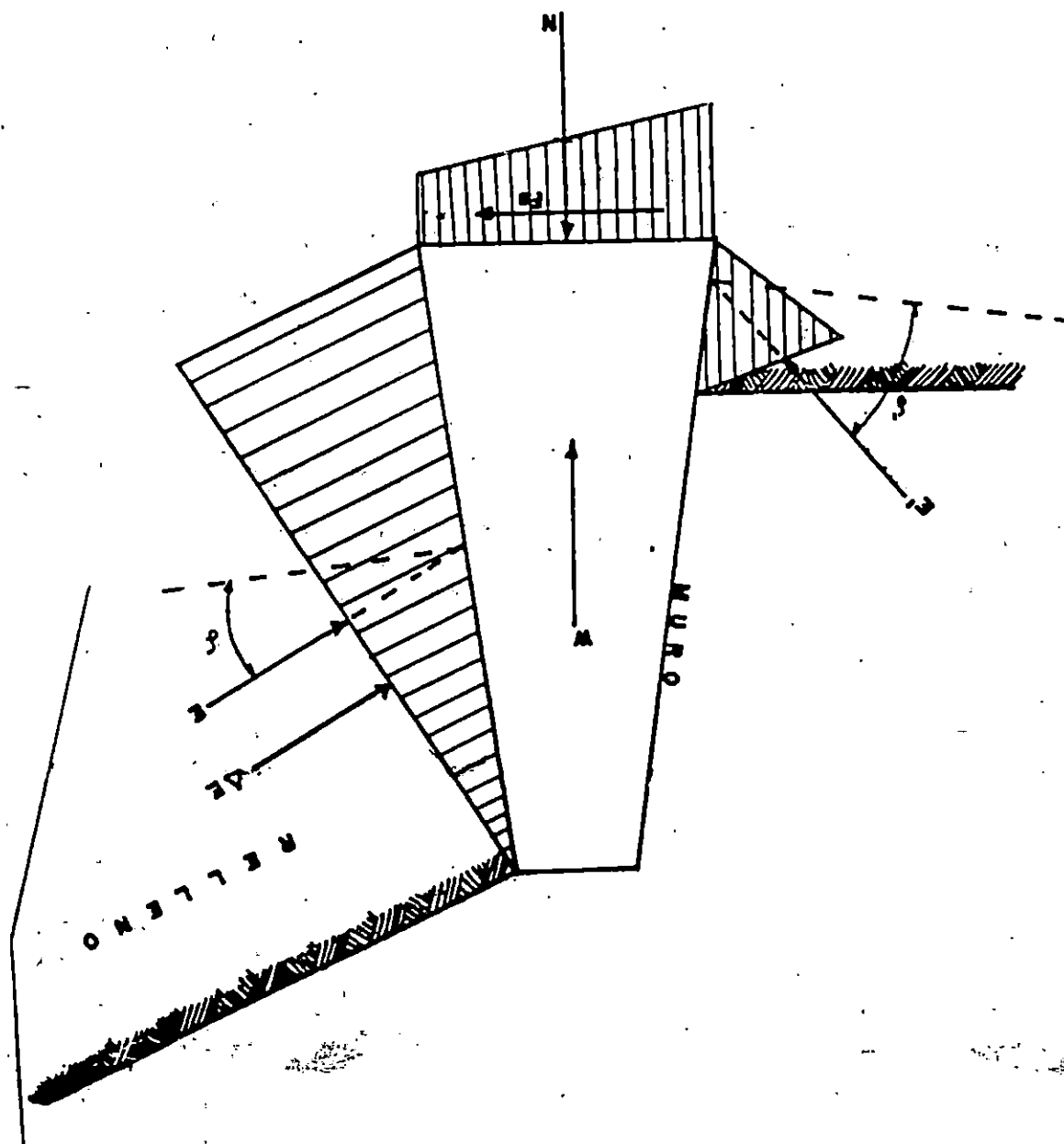
- a) El peso propio del muro, que actúa en el centro de gravedad de su sección transversal (W)
- b) La presión del relleno contra el parámetro interior del muro, con su correspondiente distribución e intensidad (E)
- c) La reacción normal del suelo sobre la base del muro (N)

- d) La fuerza de fricción que se desarrolla entre el suelo y la base del muro (F_s)
- e) El empuje que el terreno ejerce sobre el frente del muro (E')
- f) Fuerzas sísmicas, producidas por temblores en la masa del suelo, aumentando momentáneamente el empuje lateral contra el muro (ΔE).

Otras fuerzas que cabe mencionar son (fig. 3)

- Presiones hidrostáticas, las cuales son debidas a la acumulación de agua en el frente o en el paramento interior (Ph).
- Fuerzas de filtración, debidas al flujo de agua a través del relleno del muro (Ff).
- Subpresiones provocadas por el agua retenida en la base del muro (Sp).
- Sobrecargas actuantes sobre el relleno, las cuales incrementan el empuje del suelo (Q).
- Carga concentrada sobre la corona del muro (P)

FIG. 2.-FUERZAS PRINCIPALES QUE ACTUAN SOBRE UN MURO DE RETENCION.



FORMAS Y CLASES DE MUROS

Se tratarán y clasificarán los muros más utilizados en urbanizaciones, de acuerdo a su función, material y forma; de la manera siguiente:

FUNCION:

- a) Muros de retención.
- b) Muros de sostenimiento.

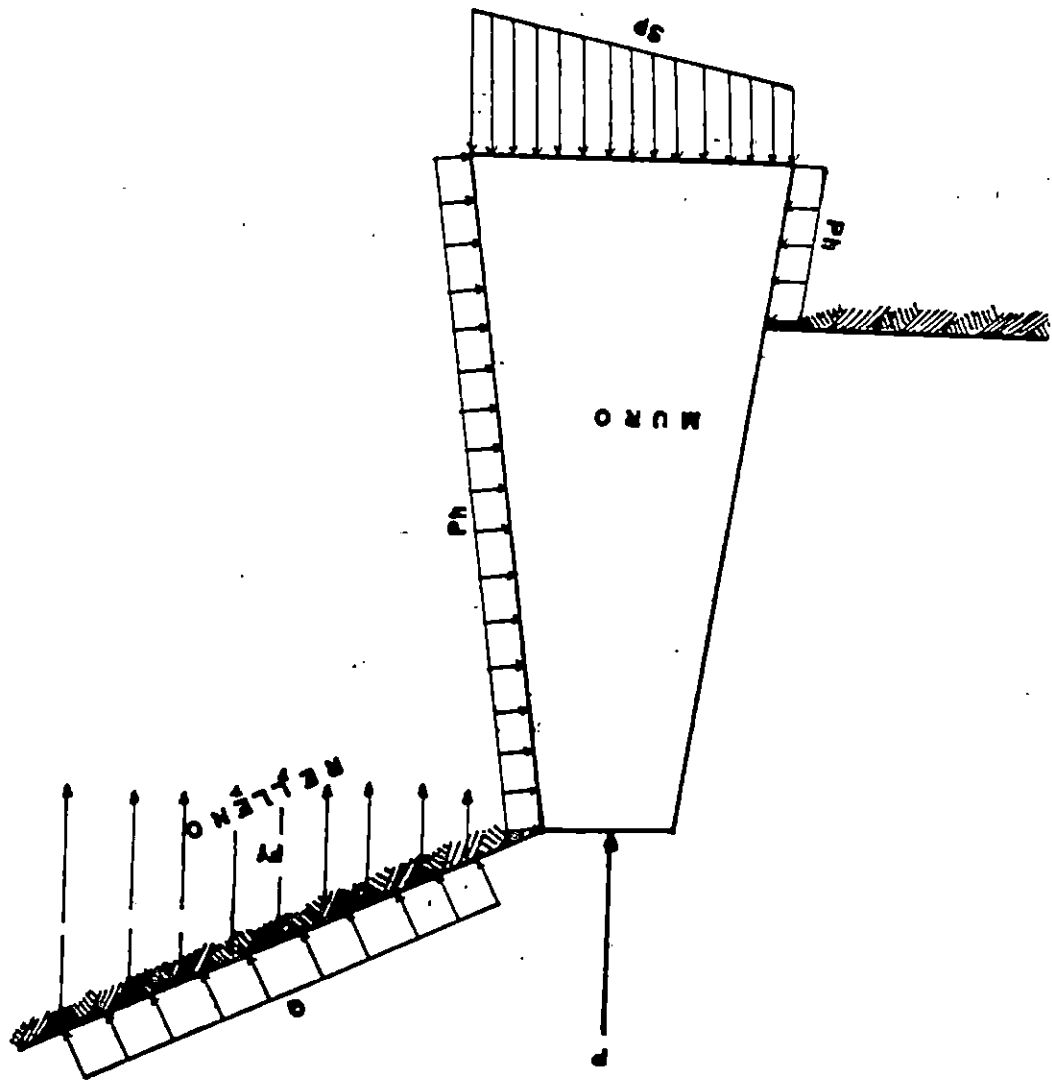
MATERIAL:

- a) Mampostería de piedra (gravedad)
- b) Mampostería reforzada (bloques de concreto)
- c) Concreto armado o reforzado (semi-gravedad)

FORMA

- a) Muros con contrafuertes
- b) Muros sencillos

FIG. 3.- FUERZAS ADICIONALES QUE ACTUAN SOBRE UN MURO DE RETENCION.



1.8.1 Muros de Mampostería de Piedra

Este tipo de muro es el más comúnmente utilizado en nuestro medio, debido al generalizado método de construcción, son llamados de gravedad, debido a que resisten el empuje del suelo por su propio peso. Se utiliza para alturas menores de 6 metros. En general, los muros de mampostería se construyen con elementos sacados de una cantera, consistentes en piedra reventada (granito, arenisca y caliza), con aristas pronunciadas sin previa transformación por la mano del hombre, las cuales al ser utilizadas en un proceso constructivo, deben ser mayores de 30 cms. aproximadamente, efectuándose la unión entre ellas por medio de mortero hidráulico, con el fin de realizar un ensamble perfecto entre unos elementos y otros, para lograr condiciones de estética y seguridad.

Los muros de mampostería se construyen de diversas formas:

- Trapezoidal truncados
- Trapezoidal con paramento interno vertical
- Trapezoidal con paramento externo vertical.

No obstante, existen tantas formas variadas, como necesidades constructivas y caprichos del proyectista.

A pesar de ser uno de los tipos de muros más utilizados tienen la desventaja del largo tiempo de ejecución de la obra, debido a la dificultad del manejo del material en bruto. Otra desventaja, es el gran espacio que ocupa y la gran cantidad de material que hay que colocar en forma discontinua, lo cual puede producir, en determinadas circunstancias fallas estructurales.

1.8.2 Muro de Concreto Reforzado

Son aquellos que están constituidos esencialmente por concreto y acero de refuerzo, destinado el primero, a contrarrestar los esfuerzos de compresión y el segundo, a absorber los de tensión, así como también en algunos casos, a descargar al concreto parte del trabajo de compresión, cuando éste sea excesivo. Se construyen básicamente de dos formas:

"T" invertida y "L"

El sistema de construcción es muy común, por sus semejanzas con otros tipos de estructuras, tales como: vigas, losas y columnas.

El tiempo de ejecución es relativamente corto, en lo que se refiere a la colocación del hierro y colocado del concreto, sin embargo, tiene la desventaja de la necesidad de construir una obra falsa (encofrado) que aumenta el costo de este tipo de muro, por la mano de obra y materiales adicionales.

En el país, la aplicación de este tipo de muro es limitada, debido a la falta de moldes metálicos o al inconveniente económico de construir la obra falsa con madera.

Se usan dos tipos de muros de concreto reforzado:

- Muros en voladizo (fig. 4a)
- Muro con contrafuertes interiores o exteriores (fig. 4b)

MUROS EN VOLADIZO

Son los llamados muros en escuadra y están formados por una losa que resiste el empuje de la tierra y una solera que lo transmite a la superficie del terreno de fundación.

En la construcción de estos muros, es de suma importancia la unión entre las dos losas (de muro y cimiento), pues de la robustez de la misma depende en gran parte la estabilidad del muro.

1. The first part of the document is a list of names and addresses.

2. The second part of the document is a list of names and addresses.

3. The third part of the document is a list of names and addresses.

4. The fourth part of the document is a list of names and addresses.

5. The fifth part of the document is a list of names and addresses.

6. The sixth part of the document is a list of names and addresses.

7. The seventh part of the document is a list of names and addresses.

8. The eighth part of the document is a list of names and addresses.

9. The ninth part of the document is a list of names and addresses.

10. The tenth part of the document is a list of names and addresses.

11. The eleventh part of the document is a list of names and addresses.

12. The twelfth part of the document is a list of names and addresses.

13. The thirteenth part of the document is a list of names and addresses.

14. The fourteenth part of the document is a list of names and addresses.

15. The fifteenth part of the document is a list of names and addresses.

16. The sixteenth part of the document is a list of names and addresses.

17. The seventeenth part of the document is a list of names and addresses.

18. The eighteenth part of the document is a list of names and addresses.

19. The nineteenth part of the document is a list of names and addresses.

20. The twentieth part of the document is a list of names and addresses.

21. The twenty-first part of the document is a list of names and addresses.

22. The twenty-second part of the document is a list of names and addresses.

23. The twenty-third part of the document is a list of names and addresses.

24. The twenty-fourth part of the document is a list of names and addresses.

25. The twenty-fifth part of the document is a list of names and addresses.

dichos muros están indicados para alturas pequeñas ($4m < h < 6m$)², ya que con alturas superiores resultan más económica y racional la construcción de contrafuertes.

MUROS CON CONTRAFUERTE

Consisten en una losa plana vertical, soportada en los lados por los contrafuertes y en la base por la cimentación del muro.

Los contrafuertes son refuerzos verticales debidamente espaciados en toda la longitud de la pantalla del muro, contruidos en el frente o en el respaldo del mismo.

La fijación del espesor de la losa vertical (pantalla), así como la armadura se dá de tal forma que puede resistir los esfuerzos correspondientes al considerarlo como una viga horizontal que está apoyada en sus extremos por los contrafuertes.

1.8.3 Muro de Mampostería Reforzada

La forma de estos muros es similar a la de concreto reforzado. Se construyen mediante una combinación de acero de refuerzo y bloques prefabricados, los más usados son los de concreto tipo saltex relleno con concreto normal. Este tipo de bloques se dan en medidas establecidas, según el diseño estructural.

El sistema de construcción es similar a la de cualquier pared de mampostería, por esta razón este tipo de muros se está generalizando cada vez más. El tiempo de ejecución es corto y no necesita encofrado.

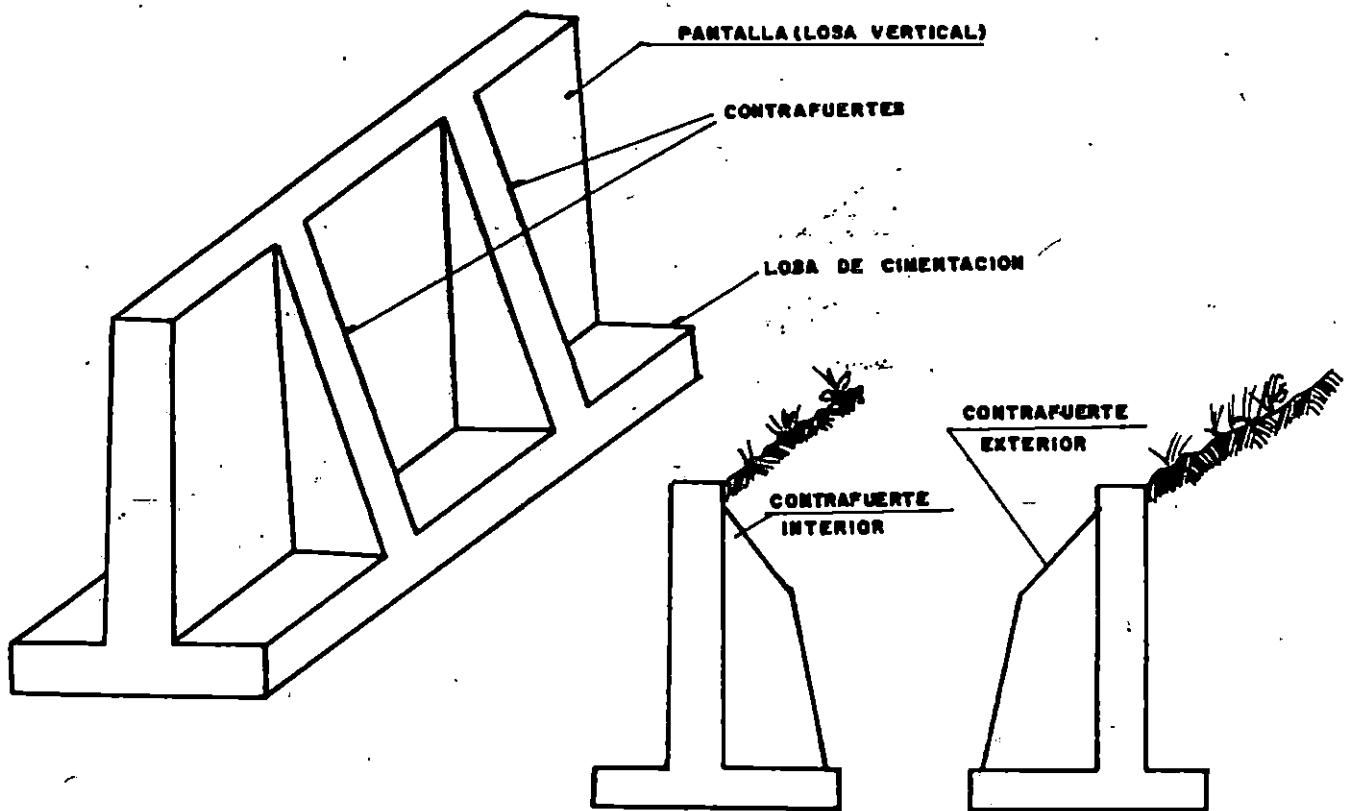


Fig.4b Muro con contrafuertes y su disposición.

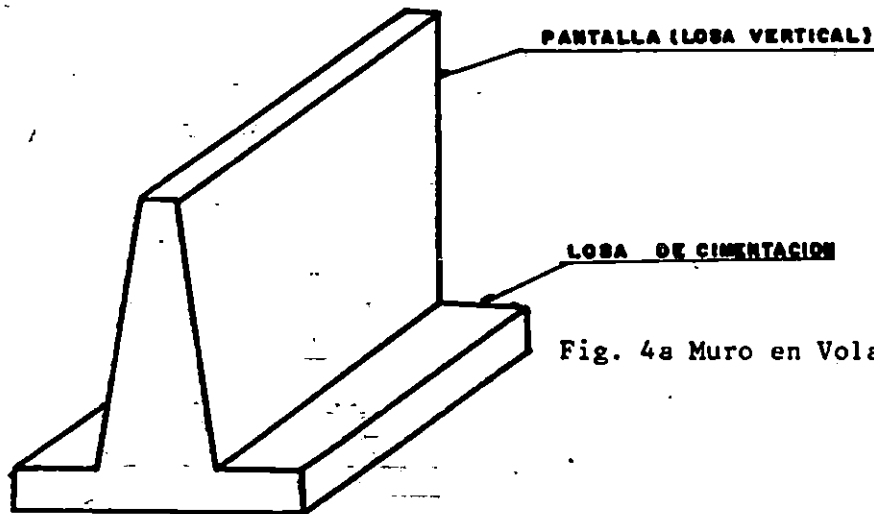


Fig. 4a Muro en Voladizo.

FIG. 4- TIPOS DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO.

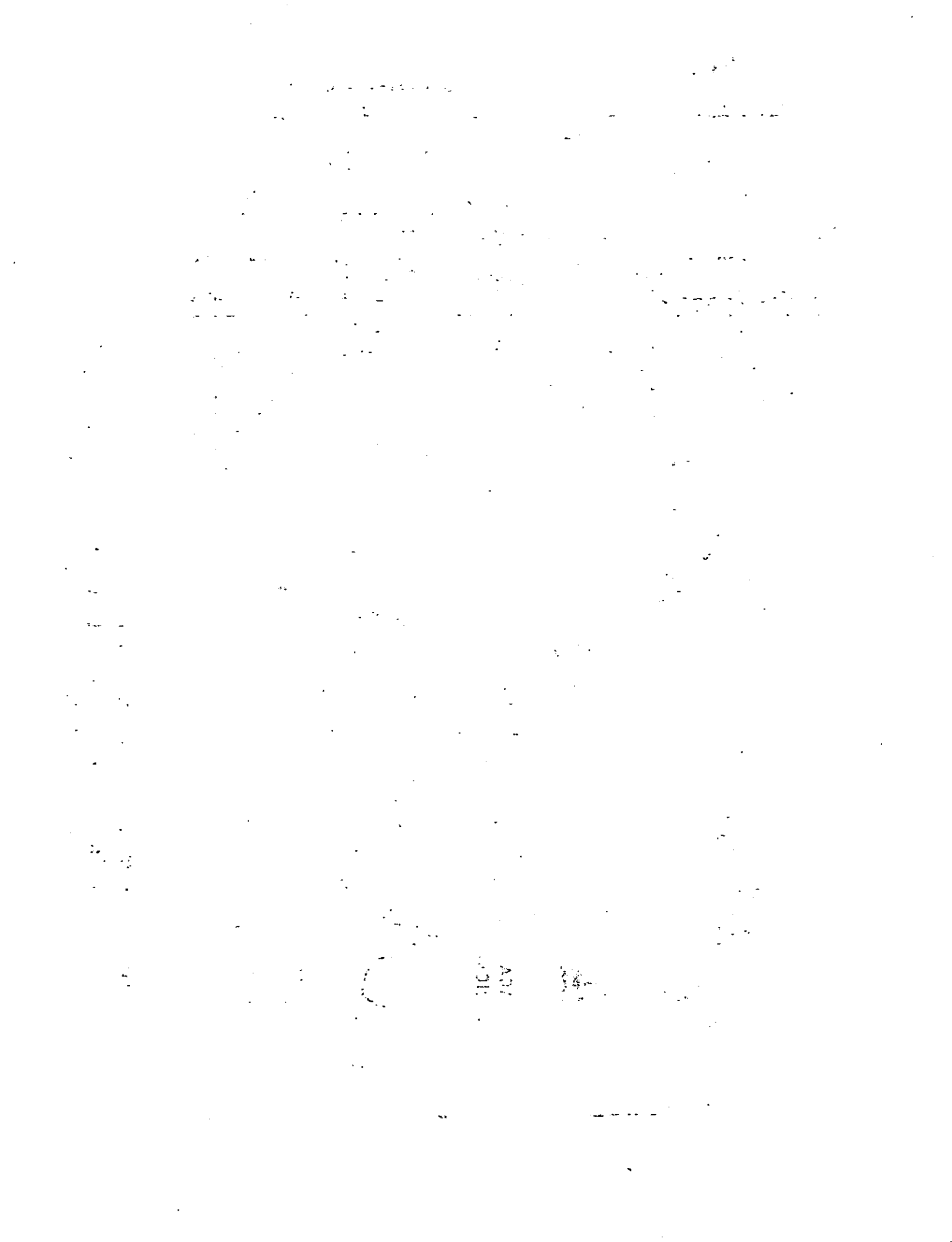
CAPITULO II

GEOLOGIA DEL AMSS

2.1 ASPECTOS GEOLOGICOS DEL AMSS

Geológicamente la tierra en su formación quedó constituida por la corteza terrestre o litósfera, superficialmente, y por el magma en su interior. Existe un equilibrio entre la presión que ejerce la corteza terrestre sobre el magma y viceversa, que se denomina Isostacia. La formación de volcanes está relacionada directamente con la isostacia, ya que cuando hay desprendimientos en la corteza se provocan agrietamientos por donde sale el magma, formando volcanes que al constituir su pico, equilibran nuevamente las presiones entre el magma y la corteza. Este tipo de formaciones se producen en zonas definidas del globo terráqueo, siendo una de las más importantes el llamado "CINTURON DE FUEGO CIRCUMPACIFICO", debido al apareamiento de volcanes que forman un círculo casi continuo en el océano pacífico (fig. 5).

El Cinturón de Fuego Circumpacífico consta de fallas principales que están sobre la corteza terrestre, las cuales originan la interacción de una serie de placas rígidas que se desplazan en determinadas direcciones (fig. 5)



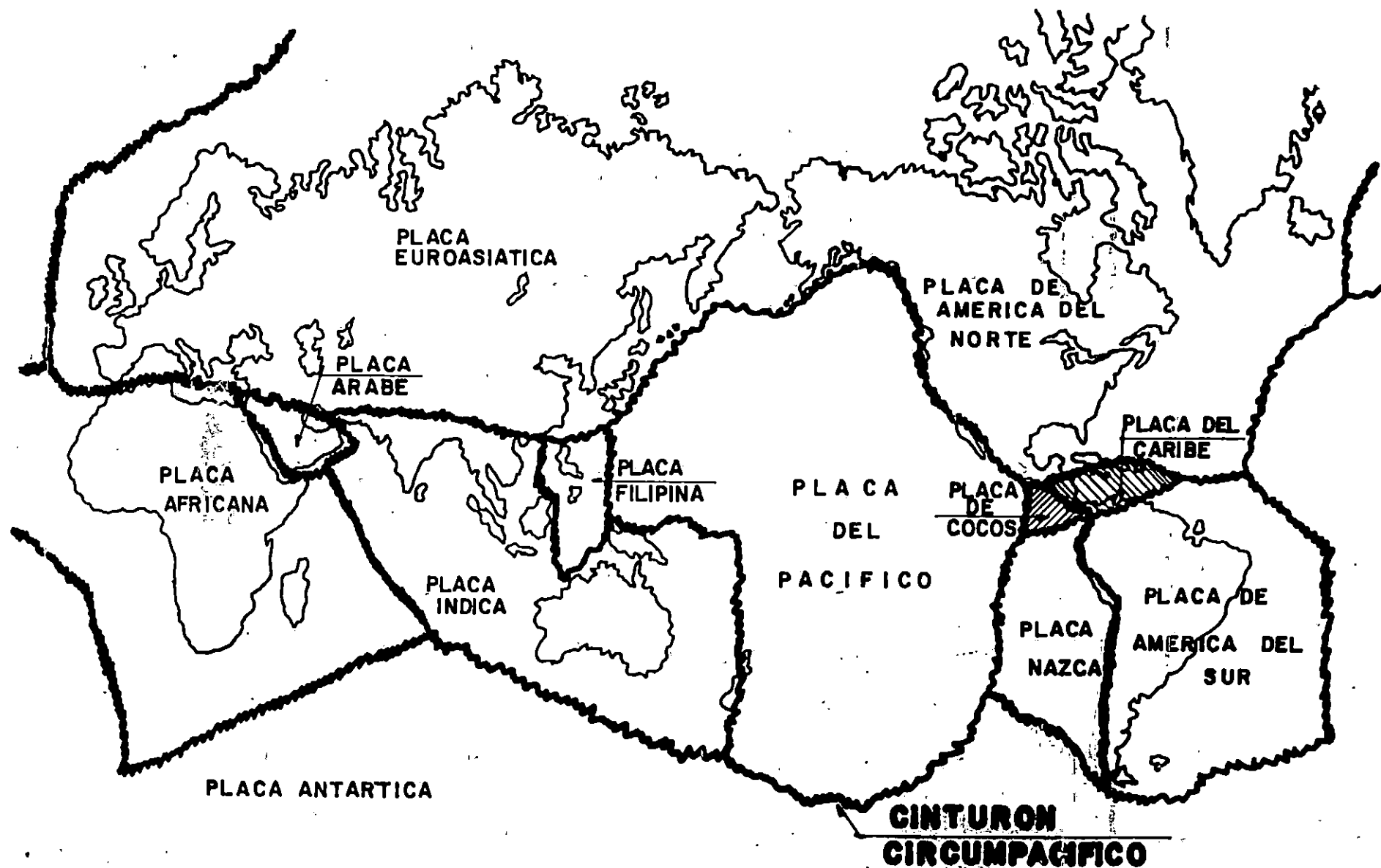


FIG. 5 . DISTRIBUCION DE PLACAS TECTONICAS

(Tomado de fundamentos de diseño y construcción sismoresistentes; Gómez Tremari, Raúl)

El territorio Salvadoreño, como el resto de Centro América se encuentran ubicados en la placa del Caribe, la cual se encuentra en interacción por el Norte con la placa Norteamericana y la fosa del caimán, y al sur con la placa de cocos (fig. 6).

Los efectos de tales fenómenos se manifiestan, en nuestro país, principalmente mediante estructuras tectónicas y volcánicas de dimensiones regionales.

El Salvador además de estar rodeada por las fallas principales de la Fosa Mesoamericana y Motagua, presenta estructuras fundamentales o fallas secundarias que están constituidas por el Graven Central (fig. 7) y la Cadena Volcánica Cuaternaria.

El Graven Central atraviesa el país con rumbo aproximado de N 70° W y en el interior de éste se desarrolla longitudinalmente la cadena volcánica citada que es donde se localizan los principales valles, volcanes y lagos; los cuales son: Volcán de Santa Ana, Lago de Coatepeque, Volcán de Izalco, Volcán de San Salvador, Lago de Ilopango, Volcán de San Vicente, Laguna de Alegría, Cerro El Tigre, Volcán de San

Miguel, Laguna de Olomega y Cerro de Conchagua; los cuales provocan sismos locales³.

Los sistemas tectónicos y volcánicos citados son producto de la subducción de la placa de Cocos bajo la del Caribe.

Geológicamente el AMSS, al igual que el resto del país, está conformado en su mayor parte (en un 95%⁴) por rocas de origen volcánico de edades terciaria y cuaternarias.

De acuerdo al mapa Geológico que se presenta (fig. 8), se observa que las rocas varían en edad desde el Holoceno hasta el Plioceno, originadas, unas del Complejo Volcánico San Salvador, el cual está integrado por los centros eruptivos El Boquerón, El Picacho y El Jabalí; y otras de la depresión volcánico - tectónica de Ilopango.

Desde el punto de vista Estructural, la ciudad de San Salvador y sus alrededores inmediatos, se localiza hacia el interior del graben regional que atraviesa longitudinalmente el país en dirección Este-Oeste.

³ Guzmán Urbina (1987)

⁴ Diagnóstico del Sistema Hidrográfico del AMSS y sus alrededores, M.O.P., 1986, p. 1

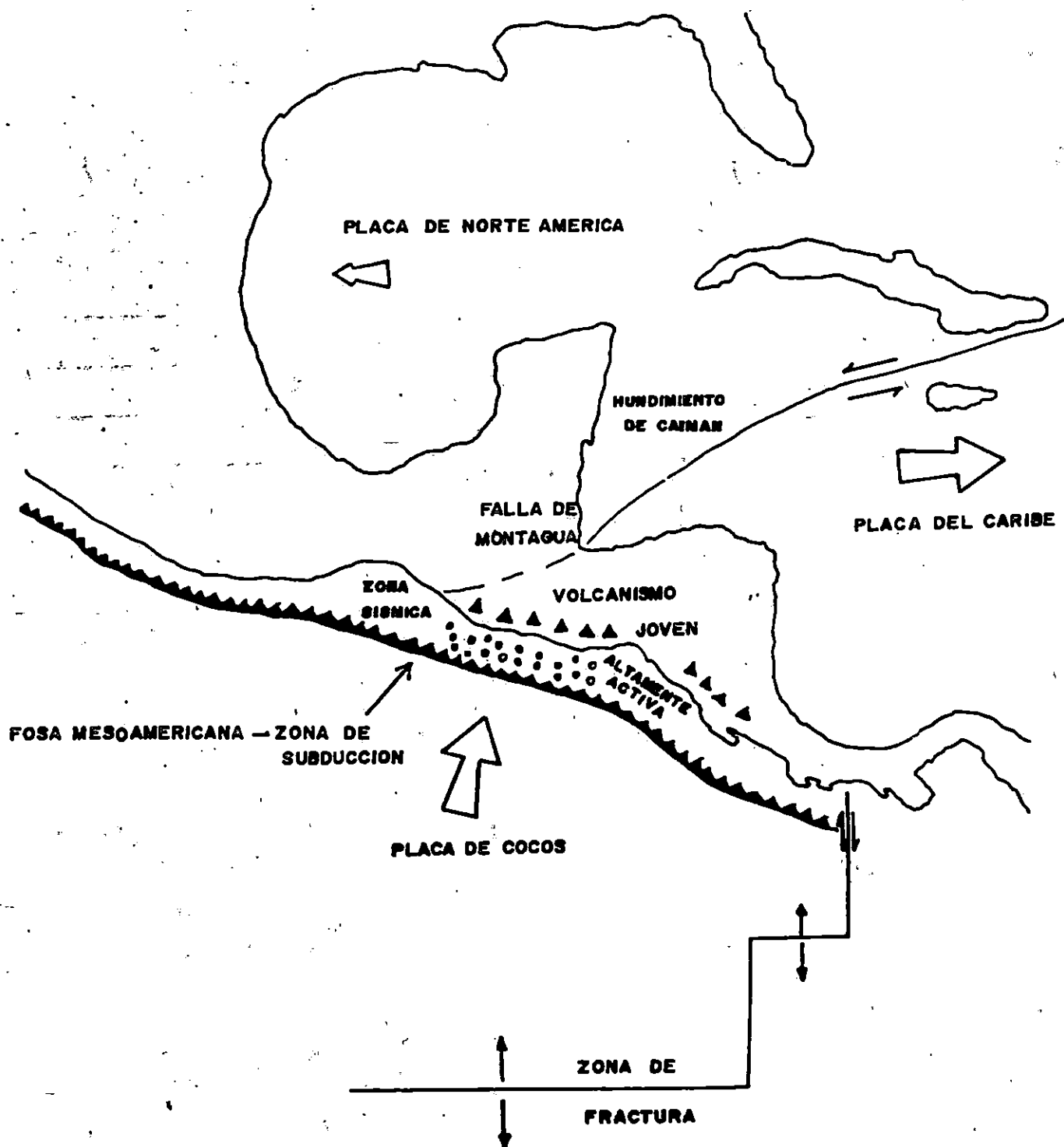


FIG. 6- PANORAMA TECTONICO REGIONAL.

(Tomado de: S. J. Alvarez, "Informe Técnico Sobre Aspectos Sismológicos del Terremoto en San Salvador, del 19 de Junio de 1982", M.O.P., C.I.G., Depto de Sismología, 1982.)

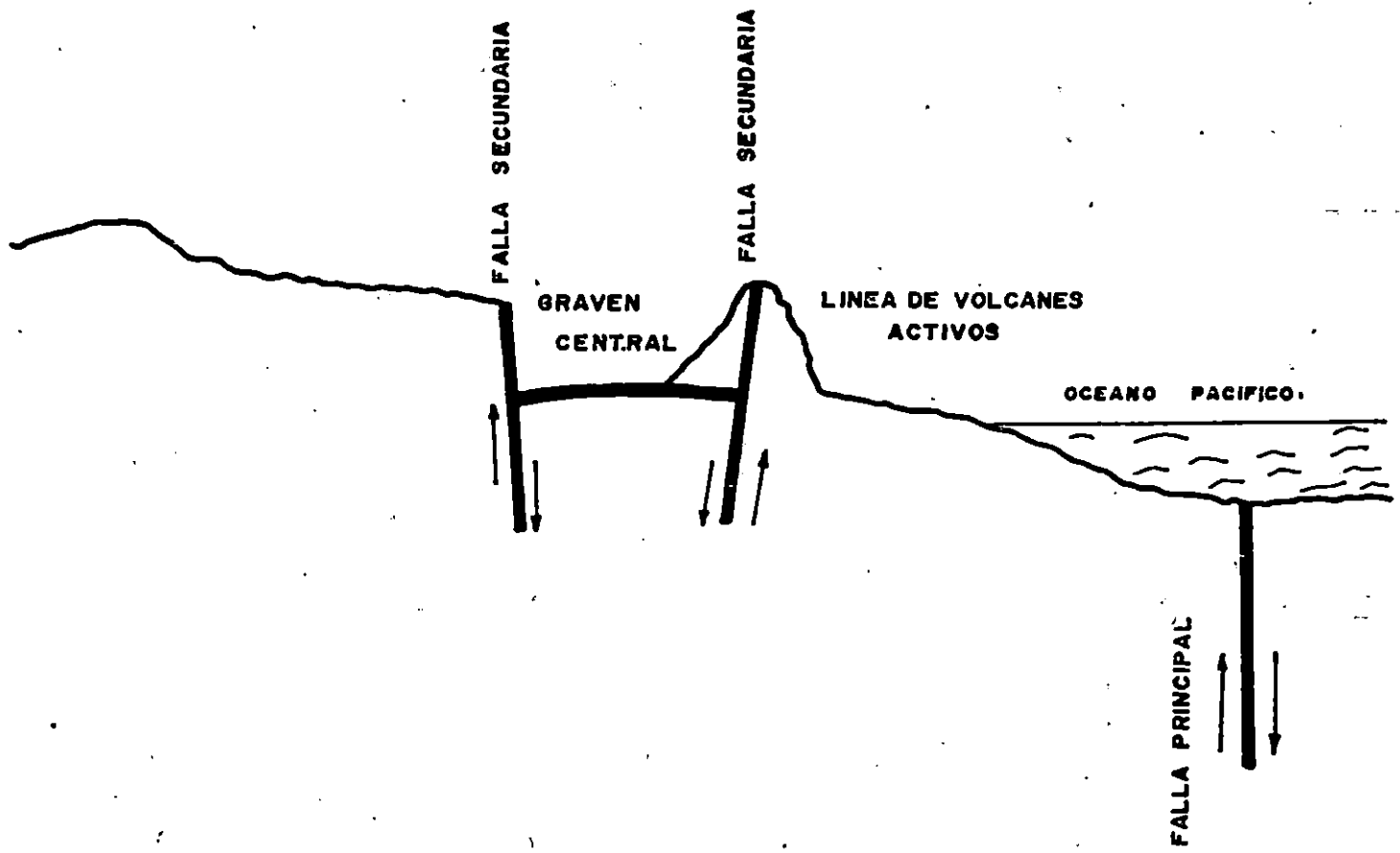


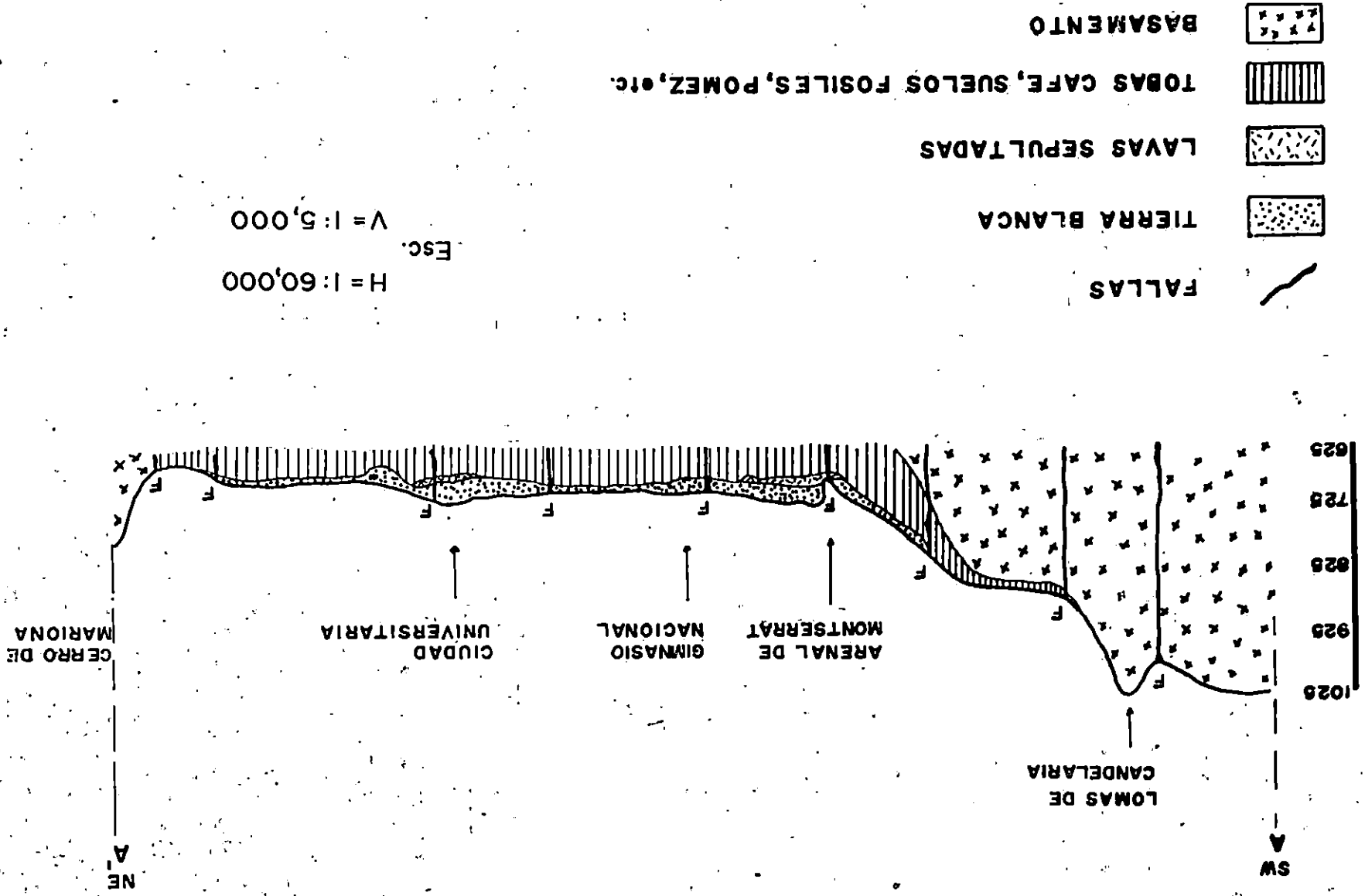
FIG. 7- REPRESENTACION DEL GRAVEN CENTRAL.

Además, la ciudad está localizada entre dos estructuras volcánicas de gran influencia: La Caldera Volcánica de Ilopango y el estrato volcán San Salvador, ambos con actividad en época contemporánea (1880 - 1917, respectivamente). La estratigrafía geológica que presenta San Salvador es muy variada: El basamento está constituido por rocas de edad terciaria, las cuales subyacen a rocas volcánicas cuaternarias de gran heterogeneidad.

La Tabla 1, describe la estratigrafía de San Salvador, y muestra desde los estratos más superficiales hasta los más profundos, sobre los cuales está asentada la ciudad.

La Naturaleza de dicha estratigrafía, influye en el comportamiento dinámico del suelo ante los fenómenos sísmicos en forma diferente ya que cada formación estratigráfica posee características propias (composición, espesor, consistencia, etc.)

FIG. 9 - CONTRA GEOLÓGICO A TRAVÉS DEL AMSS



El A.M.S.S. está cubierta en su totalidad por la formación San Salvador, la cual, geológicamente es la más reciente, siendo los materiales más jóvenes que presenta sedimentos, en su mayoría fluviales integrados por arenas y gravas. Estos sedimentos descritos son inestables debido a su escasa consolidación, por lo que con relativa facilidad se erosionan.

Las cenizas volcánicas o tierra blanca, conocidas en el campo de la Ingeniería Civil como limos arenosos o arena limosa, según su granulometría, fueron arrojados por medio de una serie de erupciones violentas de la caldera volcanotectónica de Ilopango, ocurrida aproximadamente hace unos 2000 años.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent data collection procedures and the use of advanced analytical techniques to derive meaningful insights from the data.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and analysis processes, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that the data remains reliable and secure throughout its lifecycle.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of a data-driven approach in decision-making and provides actionable steps for implementing the proposed strategies.

TABLA 1
SECUENCIA ESTRATIGRAFICA BAJO SAN SALVADOR
 según Aguilar Bendaña y Cedillos (1984)

ORDEN DECRECIENTE DE SECUENCIA	DESCRIPCIÓN	ESPESOR
FORMACION SAN SALVADOR		
(8)	Aluvión (incluyendo material artificialmente retrabajado)	20 mts
(7)	Depósitos piroclásticos ácidos y depósitos volcánicos epiclásticos (tobas color blanca)	50 mts
(6)	Depósitos piroclásticos ácidos y depósitos volcánicos epiclásticos (tobas color café ceniza volcánica)	25 mts
(5)	Rocas efusivas andesíticas y basálticas, localmente escoria, parcialmente intercalada en (6)	10 mts
FORMACION CUSCATLAN		
(4)	Rocas efusivas ácidas - intermedias ácidas parcialmente de la misma edad o más antigua que (3)	25 mts
(3)	Rocas piroclásticas ácidas y volcánicas epiclásticas, localmente ignimbritas y depósitos de tobas soldadas (arriba de 25 mts. de espesor).	80 mts
FORMACION BALSAMO		
(2)	Rocas efusivas andesítico-basálticas, parcialmente de la misma edad que (1)	30 mts
(1)	Rocas volcánicas epiclásticas y rocas piroclásticas básicas con intercalaciones de corriente de lavas andesílicas (arriba de 100 mts. de espesor).	100 mts

La tierra blanca está compuesta por un pómez de granulometría fina a media de composición dacítica, que presenta una coloración blancuzca relacionada con la presencia en su mayoría, de minerales blancos. Los mayores espesores se localizan cerca de los centros de efusión y disminuyen a partir de estos, aunque ocasionalmente, también los espesores disminuyen a causa de la erosión. De igual manera es común observar la formación de fisuras o grietas verticales las cuales al desarrollarse conducen a su desprendimiento, así como también grietas horizontales a partir de las cuales se originan grandes cárcavas.

Las urbanizaciones que se emplazan sobre cenizas volcánicas que aunque tienen capacidad para soportar estructuras, presentan el problema de inestabilidad por fenómenos erosivos lo que hace que las viviendas y sus habitantes como otras obras civiles, estén en un peligro potencial constante.

Los estratos de pómez, son conocidos como Tobas color café. Su coloración varía de café a amarillo y presenta una granulometría muy variable. Son más estables que las cenizas volcánicas; sin embargo, es necesario mencionar que su

estabilidad difiere de un lugar a otro según su grado de consolidación. Cuando las lluvias son torrenciales, se convierten en materiales de fácil erosión, principalmente cuando carecen de una buena cubierta vegetal; formándose entonces grietas, que debido a la infiltración del agua originan problemas de socavación en el subsuelo; con los subsiguientes daños en obras civiles.

La escoria Negra que se encuentra en el suroeste de la ciudad de San Salvador en las inmediaciones de Antiguo Cuscatlán, proviene del cráter de explosión denominado "Plan de La Laguna", cuyos productos piroclásticos son de menor edad que las tobas color café.

En las cercanías del volcán de San Salvador, el basamento está constituido por rocas efusivas que forman varias corrientes de lavas andesíticas y basálticas de grano fino a medio, laminares, escariáceas, en su parte superior muy compactas y poco alteradas por efectos de meteorización.

Los afloramientos de roca que constituyen la Formación Cuscatlán, son limitados en el área de estudio; sin embargo, está bien establecido que esta formación subyace a la formación San Salvador.

Los cerros de Mariona, Santa Rosa y El Carmen, que desde el punto de vista geológico son considerados volcánicos, son de edad Plio-Pleistocénica. Las rocas efusivas de composición ácida a intermedio-ácida, del domo San Jacinto son masivas y de grano grueso.

La formación El Bálsamo forma el basamento profundo del área de San Salvador, aflorando en la cordillera costera y está constituida en su mayor parte por una secuencia de rocas Piroclásticas y epiclásticas, con intercalaciones de corrientes de lava andesíticas.

Por lo anterior expuesto, se detecta la necesidad de que a la hora de proyectar una obra civil, en este caso, Urbanizaciones y sus correspondientes obras de protección (si son necesarias), se tenga un conocimiento del tipo de material existente en el área de interés; con el objeto de tomar en cuenta todas aquellas medidas que sean necesaria para que las obras realizadas no sufran colapsos.

2.1.1 Localización de Fallas Geológicas en el AMSS

Las fallas geológicas son activadas por el movimiento de las llamadas placas tectónicas, en el caso de Centroamérica

REPORT OF THE

COMMISSIONERS OF THE LAND OFFICE
IN RESPONSE TO A RESOLUTION PASSED BY THE HOUSE OF REPRESENTATIVES
ON FEBRUARY 28, 1890
RELATIVE TO THE LANDS BELONGING TO THE STATE OF CALIFORNIA
AND THE PROCEEDINGS THEREON

ALBANY: J. S. GARDNER, PRINTER.
1891.

las fallas son influenciadas por el movimiento de la placa de cocos con la placa del Caribe. La placa de cocos ubicada en el pacífico a propiciado a lo largo del litoral una zona de corrimiento superficial, a la cual se le ha llamado "Fosa Mesoamericana".

En el país, esta zona juega un papel importante en la alta sismicidad y formación de fenómenos asociados como lo es la cadena volcánica a lo largo del litoral del pacífico. Por lo consiguiente, el territorio nacional se halla fracturado en grupos de fallas con movimientos tanto horizontales como verticales, sujetos a los rumbos NW-SE, NE-SW y E-W. (fig. 10)

El área metropolitana de San Salvador, en particular; se encuentra desplegada en una zona de depresión marginal a volcanes de gran riesgo sísmico como el de San Salvador y el de Ilopango.

Como puede observarse en la fig. 10 la zona de mayor riesgo sísmico es la zona central del territorio, en la cual se encuentra ubicada el AMSS, donde se concentra la mayor actividad humana y económica del país. Para una mejor visualización de las fallas se presenta un mapa en el que

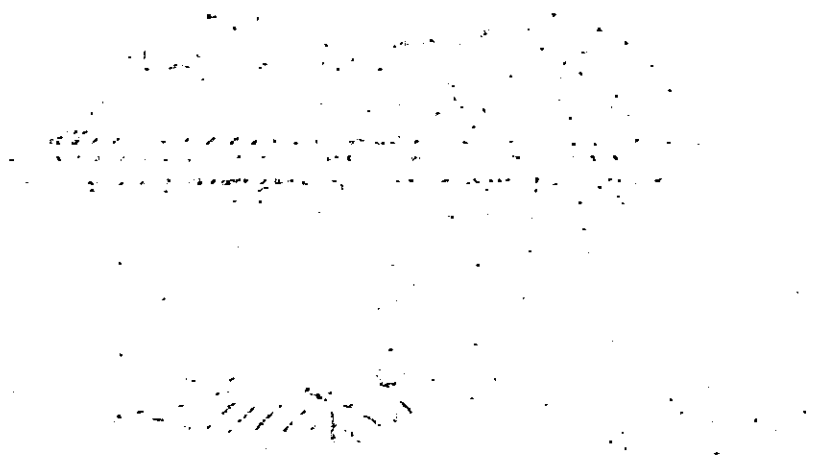
aparecen ubicadas en una forma aproximada todas las fallas en el AMSS (fig. 11)⁵.

Esta distribución lleva a pensar la importancia que debe prestársele a toda aquella actividad tendiente a construir urbanizaciones en aquellas zonas en donde exista una falla que al ser activada por un sismo, pueda provocar el colapso de la estructura erigida con el objeto de tomar las medidas pertinentes de protección para la urbanización.

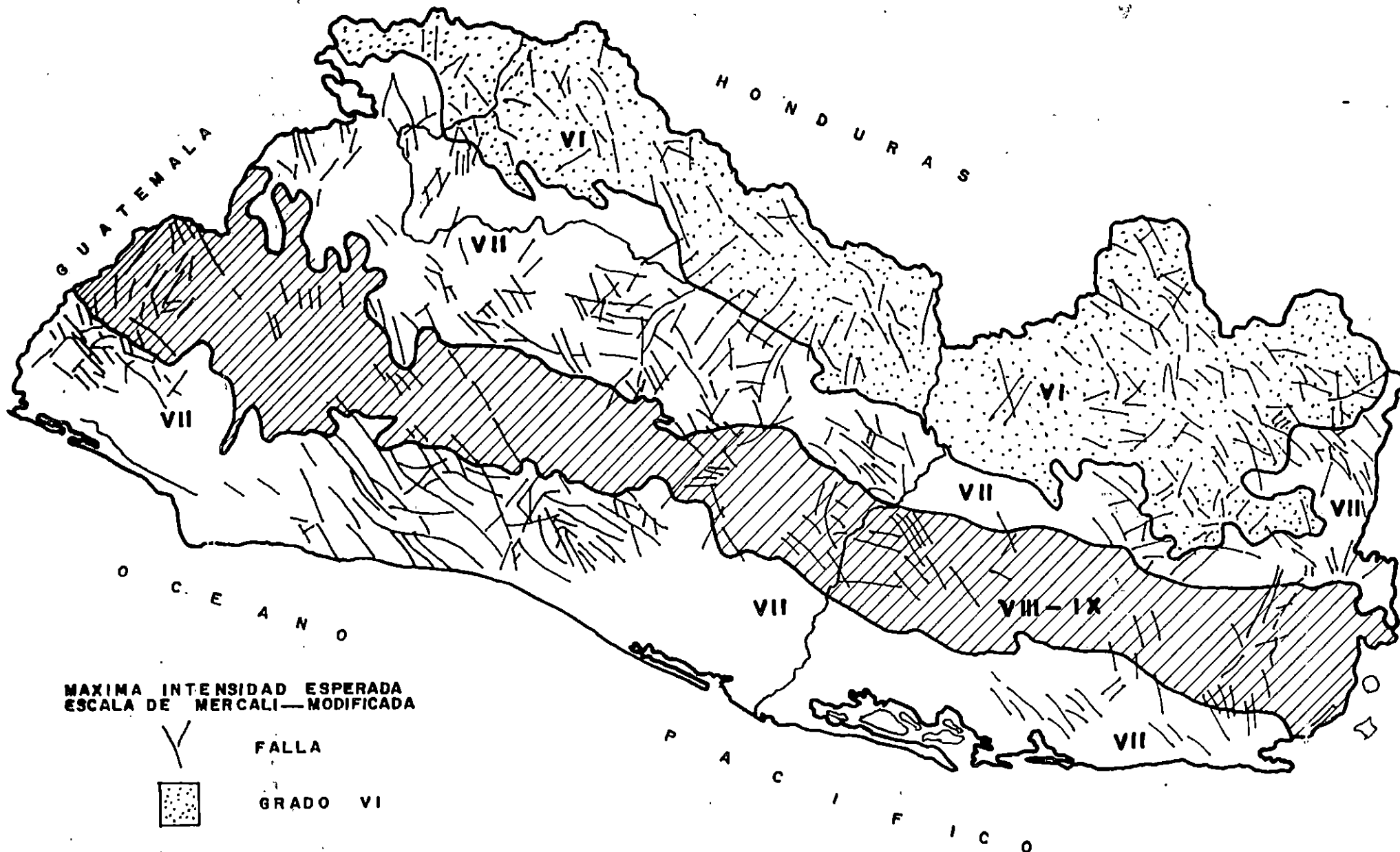
2.2 ASPECTOS GEOTECNICOS DEL AMSS

Como se mencionó anteriormente, el AMSS presenta una morfología quebrada, característica de las formaciones volcánicas recientes, por lo que se hace necesario, para el desarrollo de la ciudad, efectuar cortes y rellenos de gran magnitud; los cuales se deben controlar eficientemente para lograr un comportamiento satisfactorio del suelo, tomando en cuenta, las características físicas e hidráulicas del mismo, como son: la susceptibilidad a la erosión, tubificación, socavación y a perder rápidamente su resistencia cuando se satura, ya que se rompe la cohesión aparente que presenta en su estado natural, así mismo, se deben tomar en cuenta las propiedades índices y mecánicas de los suelos.

⁵ La actividad sísmica y el terremoto del 10 de octubre de 1986, Marroquín Héctor, 1986



The main body of the document consists of several paragraphs of text, which are extremely faint and illegible. The text is arranged in a standard vertical layout, with lines of text separated by small gaps. The overall appearance is that of a very low-quality scan or a document that has been heavily faded or overexposed. No specific words or phrases can be identified.



MAXIMA INTENSIDAD ESPERADA
ESCALA DE MERCALI—MODIFICADA



FALLA



GRADO VI



GRADO VII



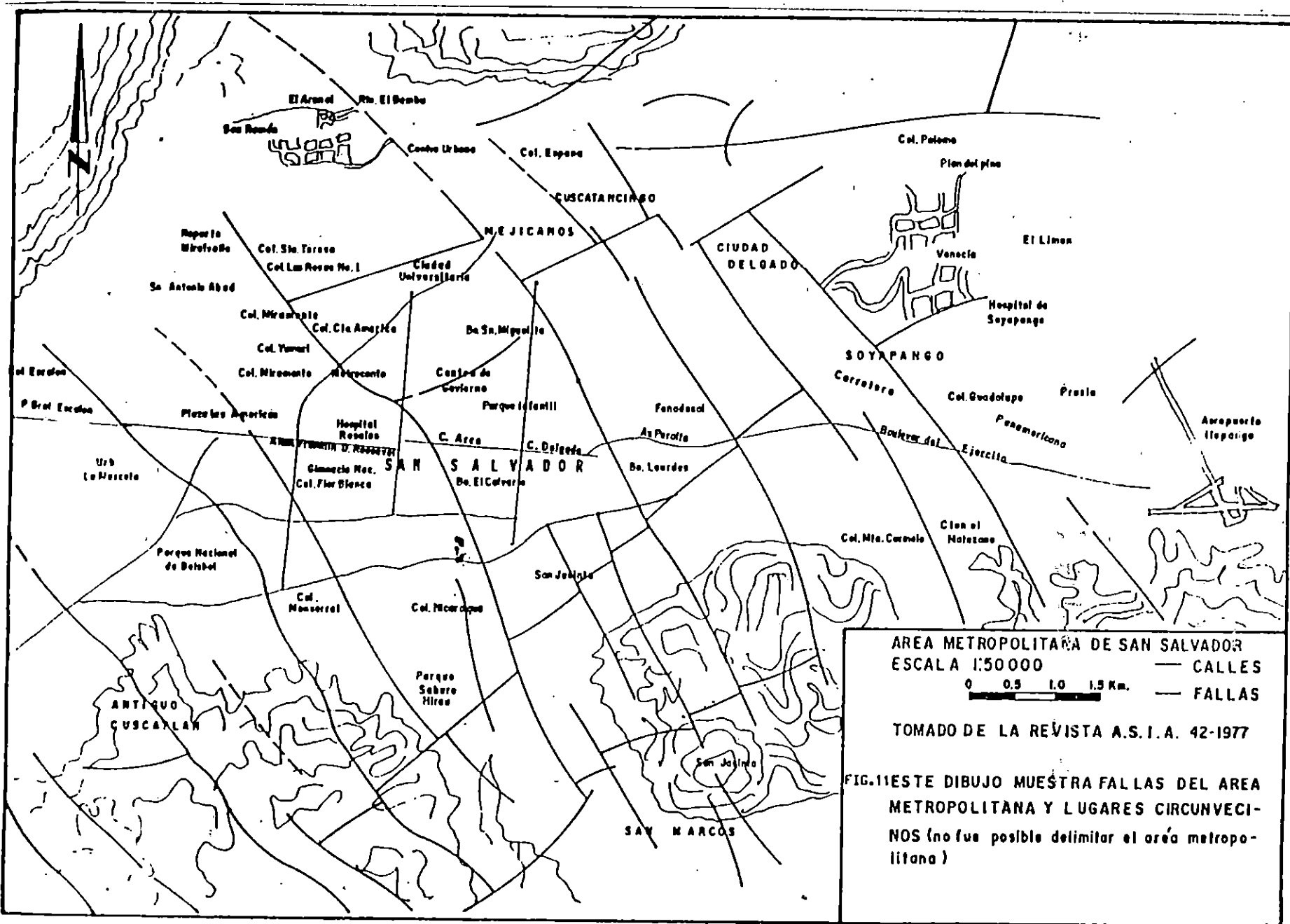
GRADO VIII-IX

FIG.10. REGIONALIZACION SISMICA DE LA
REPUBLICA DE EL SALVADOR.

(Tomada de Cronología Sísmica y eruptiva de la República
de El Salvador a partir de 1520, Maximiliano Martínez,
1978).

ESC. 1:1000,000





AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR
 ESCALA 1:50000
 0 0.5 1.0 1.5 Km.
 — CALLES
 — FALLAS
 TOMADO DE LA REVISTA A.S.I.A. 42-1977
 FIG.11 ESTE DIBUJO MUESTRA FALLAS DEL AREA METROPOLITANA Y LUGARES CIRCUNVECINOS (no fue posible delimitar el área metropolitana)

Las propiedades índices son aquellas que reflejan las características generales de los suelos y a la vez permiten clasificarlo como cierto tipo de suelo en base a los criterios de un sistema de clasificación determinado.

Existen varios sistemas de clasificación de los cuales el más utilizado es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), que clasifica el suelo del AMSS como una arena limosa (SM) o un limo arenoso (ML) de muy baja plasticidad, con una cohesión aparente muy alta debido a una cementación muy propia, la cual permite realizar cortes verticales y excavaciones, sin la necesidad inmediata de ademes o entibaciones (Anexo 1).

Desde el punto de vista petrológico, estos suelos son cenizas volcánicas dacíticas de edad reciente, producto del marcado volcanismo explosivo del área.

Sin embargo, el tipo de suelo dentro del AMSS varía de un lugar a otro, llegándose a encontrar material pumítico clasificado como arena gravosa o arenas bien graduadas (SW); o gravas bien graduadas, mezcla de arena y grava (GW).

Se detectan otros tipos de suelos como Arcilla Limosa (CL), Arena Arcillosa (SC) y especialmente Arcilla Orgánica (OL) en la superficie natural del terreno. Dichos suelos arcillosos se han formado como consecuencia del arrastre de materiales intemperizados de las zonas altas del Volcán de San Salvador, donde la meteorización es mayor debido a la condición climática. Estos suelos se presentan en la formación que constituye la Montaña Costera, límite Sur del AMSS.

En la Figura 12 se muestran las zonas (dentro del AMSS) en las que predominan ciertos tipos de suelos y la condición de humedad en que estos se encuentran, sin embargo, no muestra algunos lentegones de otros tipos de suelos, que podrían ser encontrados sobre la superficie. En la Figura 13 se muestran los posibles contactos superficiales de los diferentes tipos de suelo existentes en el AMSS.

Por medio de la identificación del suelo, se puede llegar a conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas del mismo, pero esto no es suficiente; por lo que las propiedades índices por sí solas no reflejan el comportamiento del suelo. Se vuelve entonces necesario determinar sus propiedades mecánicas, para saber como se comportará cuando éste sea utilizado

como base soportante, como parte de una obra de protección o ante cargas producidas por efectos sísmicos. De tal manera, las propiedades mecánicas nos permiten conocer el comportamiento de un suelo dado, bajo condiciones de funcionamiento determinados por el tipo de obra de protección que se quiera construir.

De modo que se establece una relación complementaria entre las propiedades índices y mecánicas; es decir, que por medio de las propiedades índices se puede identificar un suelo y por medio de las propiedades mecánicas se puede saber como se comporta, obteniendo así un completo conocimiento del mismo.

Algunas de las propiedades índices y mecánicas son: Granulometría, Límites de Consistencia (Plasticidad), Contenido de humedad (w), relación de vacíos (e), grado de saturación (G_w), peso volumétrico (γ), gravedad específica (S_s), deformación (expansión, compresión), cohesión (c), ángulo de fricción interna (ϕ), permeabilidad, etc.



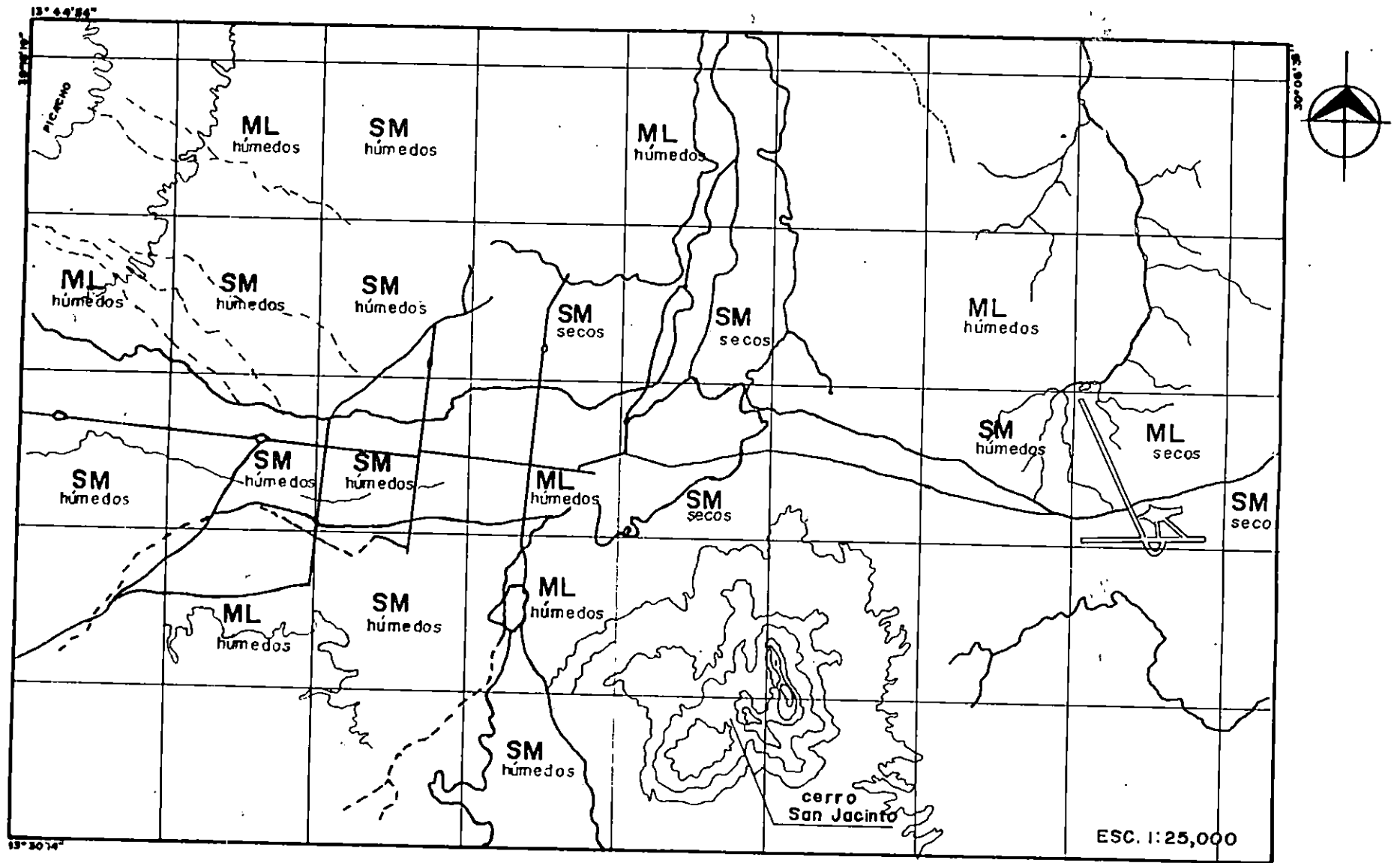
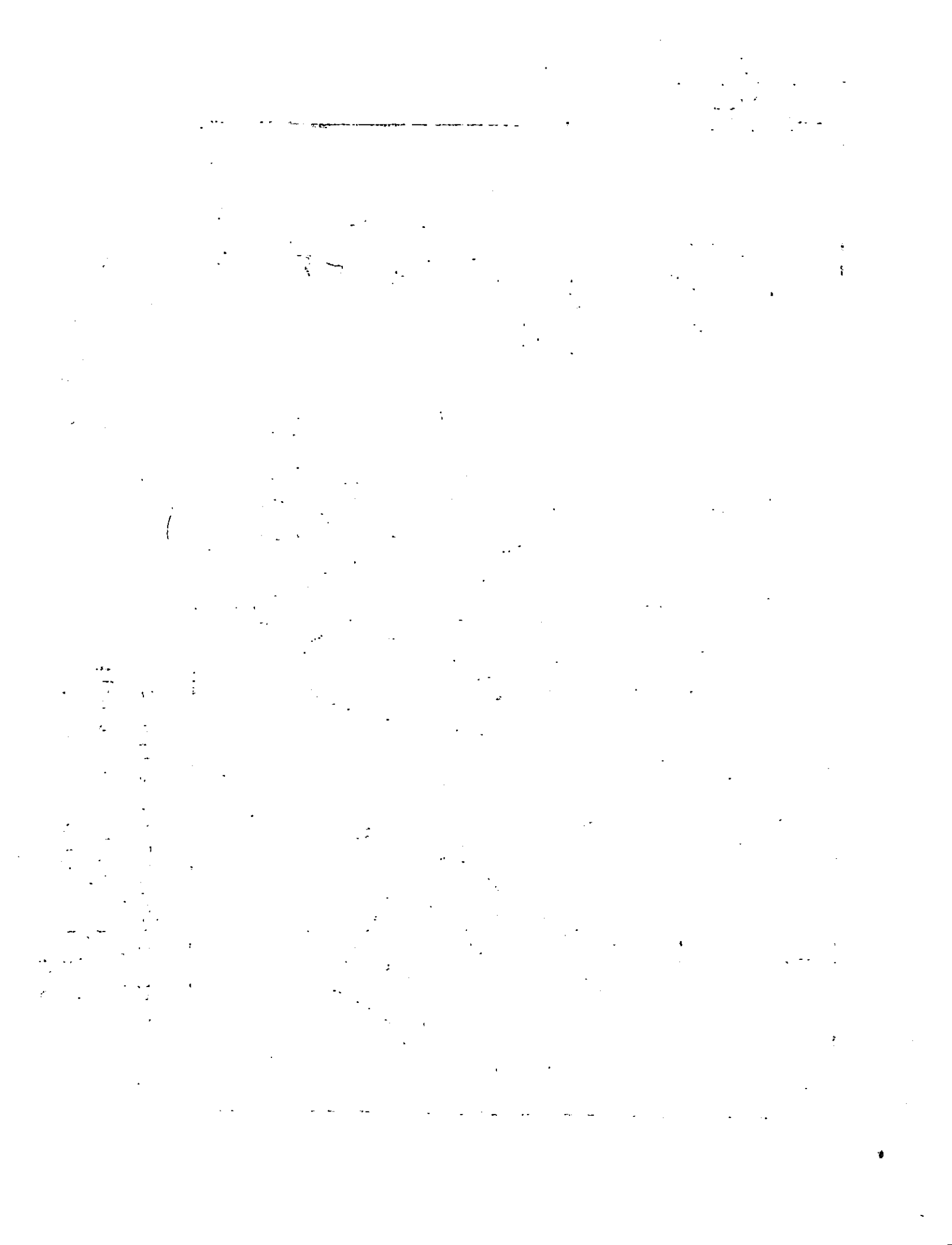


FIG. 12 - ZONIFICACION DE LOS SUELOS DEL AMSS EN BASE A SUS CARACTERISTICAS GENERALES
 (Tomado de Estudio de las propiedades mecánicas de los suelos
 en el AMSS, Caledonio, Ana M., 1984)



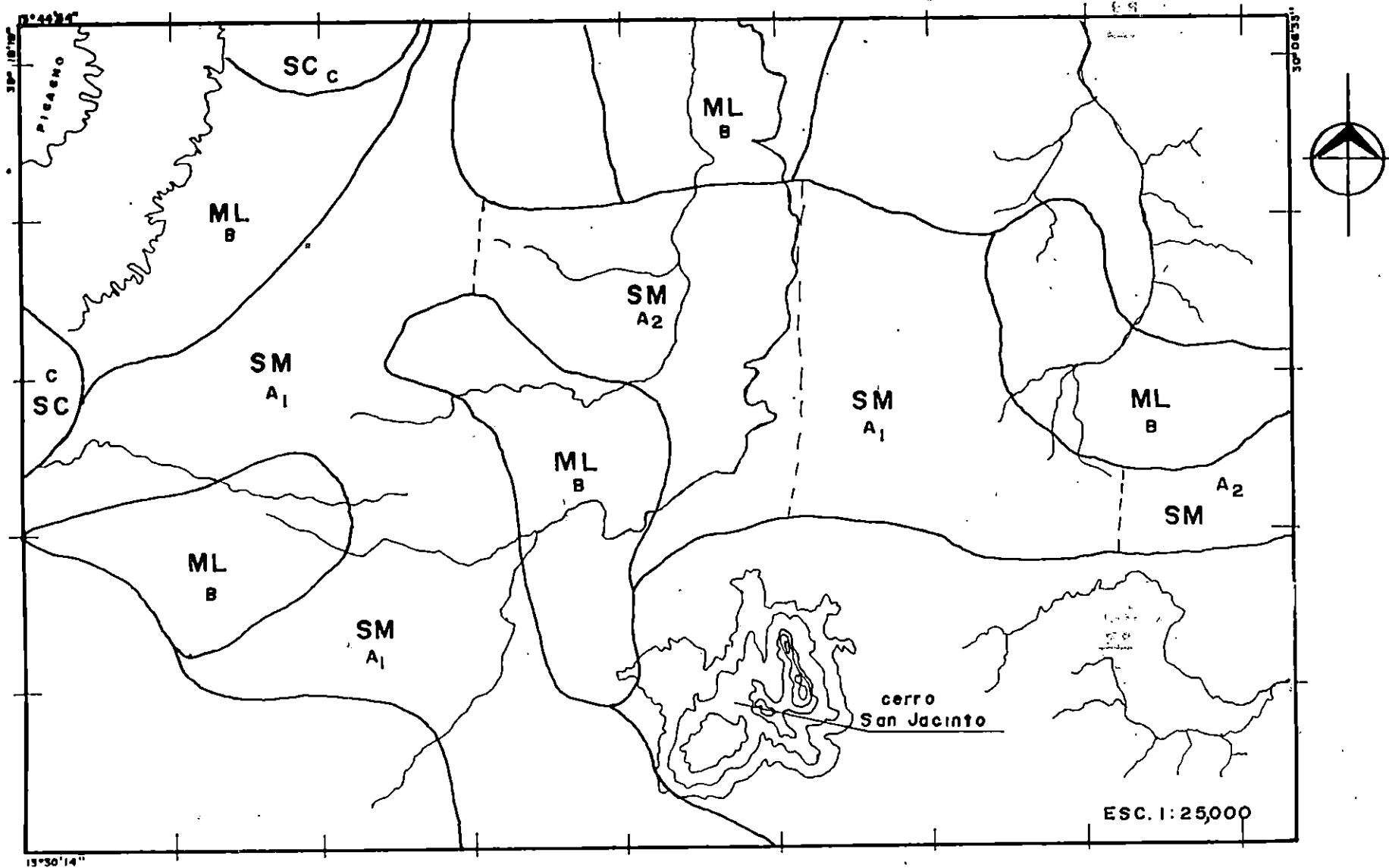


FIG. 13 - PLANO DE POSIBLES CONTACTOS DE SUELOS SUPERFICIALES

(Tomado de Estudio de las propiedades mecánicas de los suelos en el AMSS, Caledonio Ana M., 1984)

ZONA

- A1= Predominan suelos SM húmedos
- A2= Predominan suelos SM secos
- B = Predominan suelos ML
- C = Arcillas

De las propiedades mecánicas consideradas como determinantes en el comportamiento de suelos tenemos: La Permeabilidad, la Resistencia al Corte y Comprensibilidad para el caso de suelos granulares; como los detectados en el AMSS; y la deformación para suelos con características arcillosas; además del ángulo de fricción interna, la cohesión y el peso volumétrico los cuales se toman en cuenta para el diseño de las obras de protección.

Pruebas e investigaciones realizadas indican que los valores de las propiedades el suelo del AMSS que se toman como parámetros en el diseño de una obra de protección pueden variar así⁶:

$$\begin{array}{rcl}
 25 & \leq & \phi & \leq & 35 & \text{(Grados)} \\
 0 & \leq & C & \leq & 0.30 & \text{(kg/cm}^2\text{)} \\
 1.30 & \leq & \gamma & \leq & 1.60 & \text{(Ton/m}^3\text{)}
 \end{array}$$

Cabe hacer mención que el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de El Salvador, no propone valores para dichos parámetros, por lo que se hace imprescindible mencionar que

⁶ Según Ingeniero Mario A. Guzmán e Ingeniero Enrique Melara R; 1989

Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or title.

1950

Several lines of faint text, possibly a list or a series of entries.

Main body of faint text, appearing to be a list or a series of entries, possibly a table or a set of data points.

debería contarse con valores que sean producto de una amplia investigación geotécnica del subsuelo del AMSS para cada zona específica donde se desea construir una obra de protección.

2.3 ASPECTOS SISMOLOGICOS DEL AMSS

Como es sabido, San Salvador fue conocido en la época colonial con el nombre de "Valle de las Hamacas", precisamente a causa de los continuos movimientos sísmicos, los cuales, por los daños que originaban, contribuyeron para que la capital cambiara de sitio en más de una ocasión.

El AMSS presenta una gran sismicidad, y por consiguiente, un riesgo sísmico considerable (por riesgo sísmico se entiende la probabilidad de pérdidas en estructuras, en un período específico de tiempo, como consecuencia del movimiento del terreno) por lo que se hace necesario además, de considerar los efectos estáticos, los efectos dinámicos del suelo, inducidos por un terremoto (este tema será abarcado posteriormente en el capítulo V); ya que conocer la naturaleza del movimiento del terreno producido por fenómenos sísmicos es de gran interés, en cuanto que constituye una sollicitación para las obras de protección que se vayan a diseñar.

Hoy día, a pesar de la avanzada Tecnología, los terremotos siguen siendo impredecibles e inevitables, pero es posible disminuir el riesgo sísmico estudiando las propiedades de los suelos, con el objeto de conocer su comportamiento ante las perturbaciones sísmicas y la influencia que éstas puedan ejercer en las obras de protección.

2.3.1 Actividad Sísmica del AMSS

El Salvador se encuentra ubicado geográficamente dentro del Cinturón de Fuego Circumpacífico, por lo que está continuamente amenazado por sismos y erupciones volcánicas, ya que como se dijo anteriormente, la cadena de Fuego del Pacífico está constituida por fallas que producen sismos de origen tectónico y por el apareamiento de volcanes que producen sismos.

De acuerdo a datos históricos que datan desde 1520, alrededor de 40 sismos han ocurrido con una intensidad superior al grado VII en la escala Mercalli modificada, y San Salvador ha soportado el 47% de ellos.

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes the need for transparency and accountability in financial reporting.

Secondly, it highlights the role of internal controls in preventing fraud and ensuring the integrity of the financial statements. The document provides a detailed overview of the various control mechanisms that should be implemented within an organization.

Thirdly, it addresses the challenges faced by organizations in the current economic environment, particularly in terms of budgeting and resource allocation. It offers practical advice on how to optimize operations and reduce costs without compromising the quality of services.

Finally, the document concludes by stressing the importance of continuous improvement and the need for regular audits to ensure compliance with regulatory requirements. It encourages organizations to embrace a proactive approach to risk management and to seek professional advice when necessary.

In addition, the document provides a comprehensive list of references and sources used in the research. It also includes a glossary of key terms and definitions to facilitate understanding of the concepts discussed throughout the text.

The document is intended to serve as a valuable resource for financial managers, accountants, and other professionals involved in the preparation and review of financial statements. It is hoped that the insights and recommendations provided will help organizations to achieve their financial goals and maintain the highest standards of integrity and transparency.

For further information or to request a copy of the full document, please contact the author at [contact information]. The document is available for free download from the following website: [website URL].

This document is the property of [organization name] and is intended for internal use only. It is not to be distributed or published without the prior written consent of the author. All rights reserved.

A continuación se presenta la Tabla 2 que es una lista de los sismos más intensos que han afectado a San Salvador⁷. San Salvador ha sufrido desde 1524 hasta 1986, 25 catástrofes entre terremotos y erupciones volcánicas, esto significa que en un lapso de 462 años, en el área de San Salvador, ha ocurrido un promedio de un terremoto cada 20 años aproximadamente. En la Figura 14 se plantean cada una de estas catástrofes, las cuales en algunas ocasiones se han hecho acompañar de erupciones volcánicas provenientes tanto del volcán de San Salvador (en su mayoría), como de la depresión vulcano tectónica de Ilopango.

Según registros sobre la actividad sísmica del país, desde 1953, los sismos son clasificados de origen tectónico con una incidencia del 65% del total de sismos registrados. Se dice que los sismos son de origen tectónico porque estos provienen del reacomodo de las placas tectónicas, las cuales en su constante liberación de energía mecánica, provoca importantes deformaciones originando inestabilidad en la corteza terrestre.

⁷ M. A. Martínez. "Cronología Sísmica y Eruptiva de la República de El Salvador a partir de 1520".
Depto. de Sismología, Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG), MOP. El Salvador, 1980

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support effective decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and aligned with the organization's goals.

6. The sixth part of the document provides a detailed overview of the data management framework, including the roles and responsibilities of various stakeholders involved in the process.

7. The seventh part of the document discusses the integration of data management with other organizational systems and processes, ensuring a cohesive and integrated approach to data handling.

8. The eighth part of the document offers practical tips and best practices for implementing and maintaining a robust data management system, drawing on real-world examples and case studies.

9. The ninth part of the document provides a comprehensive list of resources and references for further exploration of data management topics, including books, articles, and online courses.

10. The final part of the document includes a glossary of key terms and definitions used throughout the document, ensuring clarity and consistency in terminology.

TABLA 2
LISTA DE SISMOS MAS INTENSOS QUE HAN AFECTADO A SAN SALVADOR
Y DE LAS ERUPCIONES QUE HA PRODUCIDO EL VOLCAN DEL MISMO NOMBRE*

FECHA	ANOTACIONES	TIPO	MAGNITUD	INT.	FOCO
1538	Sacudimiento (?)	V	6.3	VIII	S
1575 (mayo 23)	Sismo destructivo, Período de activi- dad volcánica (?)				
1581	Violento Terremoto	TSM	6.9	VIII	N
1594	Violento terremoto y erupción por el lado del playón	V	6.3	VIII	S
1597	Sismo poco destructivo	TR	5.9	VII	P
1625	Ruina memorable	TSM	6.9	VIII	N
1650	Violento Terremoto	TSM	6.3-6.9	VIII	N
1656	Violento Terremoto	TSM	6.3-6.9	VIII	N
1658	Temblores y erupción en el Playón	V	6.3	VIII	S
1662	Sismo poco Destructivo	V	5.3	VI-VII	S
1671	Terremoto de San Bartolo- me y erupción de cenizas	V	6.3	VIII	S
1707	Sismo poco destructivo	TSM	5.3-5.9	VI-VII	N
1719	Ruina	TR	6.9	VIII	P
1730	Sismo poco destructivo	TSM	5.3-5.9	VI-VII	N
1965	Leve ruina	TR	5.3-5.9	VI-VII	N
1776 (Mayo 30)	Sismo poco destructivo	TR	5.9	VI-VII	P

* Los datos de intensidad son tentativos y la magnitud se ha tomado con base en tablas de aproximación de la NOAA y la fórmula $lo = 3/2 (M-1)$ para aquellos de foco no profundo.

1798 (Feb. 21)	Violento Terremoto	TSM	6.3-6.9	VIII	N
1806	Ruina de San Salvador y erupción por El Playón	V	6.3	VIII	S
1814	Sismo poco destructivo	TSM	5.3-5.9	VI-VII	N
1815 (Ago. 20)	Sismo poco destructivo	TR	5.9	VI-VII	P
1831	Una de las varias ruinas habidas	TR	5.9	VII	P
1839 (Mar. 22)	Gran ruina, erupción de ceniza	V	6.3	VIII	S
1839	Cae lo poco que quedó de pie	TSM	5.6	VII	N
1854 (Abr. 16)	Destrucción completa de la ciudad	TSM	6.3-6.9	VIII	N
1857 (Nov. 6)	Pocos daños	TR	5.6	VII	P
1873	Destrucción parcial de la ciudad	TR	5.6	VII	P
1879	Pocos daños	V	5.6	VII	S
1880	Pocos daños y formación de los Cerros Quemados en el Ilopango	V	5.0-5.6	VI-VII	S
1917 (Jun. 7)	Gran ruina y erupción del Boquerón	V	6.3	VIII	S
1919 (Abril)	Destrucción de San Salvador	V	6.3	VIII	S
1965	Daños moderados	TSM	5.1	VII	S
1982 (Junio)	Daños moderados	TR	7.0	VII	
1986 (Oct. 10)	Sismo muy destructivo	TR	5.4	VIII-IX	

NOTA: V: Origen Volcánico
TR: Origen Tectónico Regional
TSM: Tipo 1965
S: 0-10 Km (Capa granítica o Sial)
N: 10-70 Km (Capa Normal o Basáltica)
P: 70-más de 120 Km (Capa Peridotítica)

[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is arranged in several paragraphs and is not readable.]

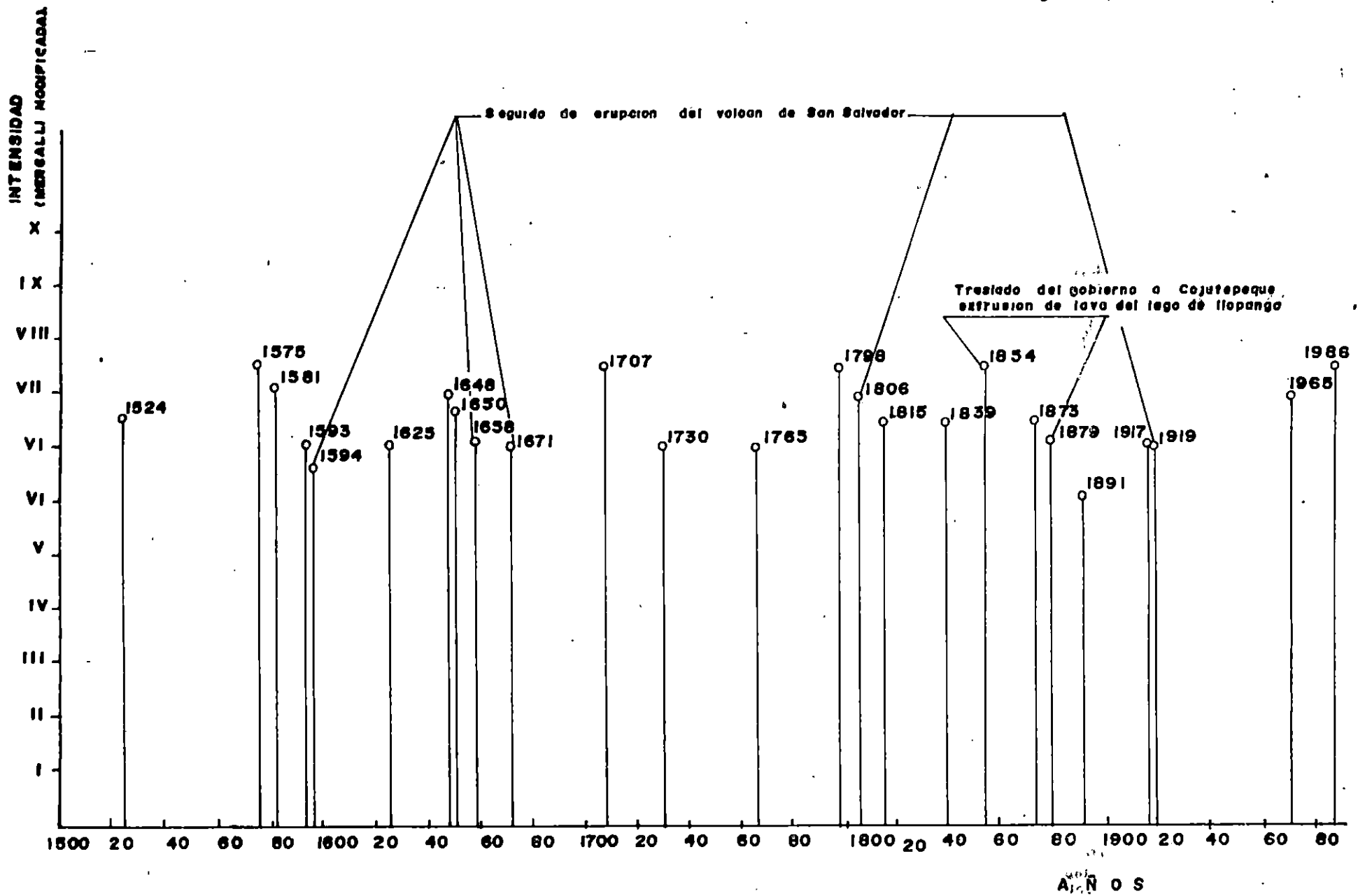


FIG.14. PRINCIPALES TERREMOTOS GENERADOS EN EL AREA DE SAN SALVADOR

La sismicidad del país presenta dos modalidades principales, la primera tiene como contexto el territorio continental que se extiende de Este a Oeste, cubriendo en su mayoría la zona central y media, expuesta tanto a sismos de origen volcánico como tectónico, y con zonas epicentrales catalogadas como sísmicamente peligrosas, debido a la poca profundidad del país.

La segunda modalidad corresponde a una zona comprendida aproximadamente entre los 10 y 100 kms. fuera de la costa, bordeando todo el litoral pacífico, con terremotos que varían desde profundidades de unos 80 kms. para focos relativamente cercanos a la costa, hasta profundidades de unos 30 kms. para focos bastante alejados a la costa. La actividad sísmica en esta zona es debida principalmente al tectonismo de placas, principalmente al movimiento relativo de la Placa de Cocos, con respecto a la Placa del Caribe que origina la subducción de una placa bajo otra (fig. 15). También se han establecido los epicentros de los sismos de la región, lo que demuestra el grado de actividad sísmica de la zona mencionada (fig. 16).

FACTORES QUE INFLUYEN A LA CARACTERISTICAS DE LOS SISAMOS

Las características de los sismos son de gran importancia en el diseño sísmico de obras civiles y dependen de varios factores que están asociados con:

- Mecanismo generador del temblor
- Trayectoria de las ondas sísmicas
- Condiciones geológicas del terreno

En la Fig. 17 se presentan estos factores en forma esquemática a través de un corte geológico típico de una zona sísmicamente activa.

MECANISMO GENERADOR DEL TEMBLOR

Los factores asociados con la fuente sísmica que influyen en las características del movimiento del terreno son: la cantidad de energía liberada, esfuerzos desarrollados en el foco, etc.⁸

⁸ Sonia Ruiz, "Influencia de las condiciones locales en las características de los sismos", México, 1977

11 21 1966, 210000

6000000000

[The following text is extremely faint and largely illegible. It appears to be a series of lines of data or a list, possibly containing names, dates, and numerical values. Some faint words like "NAME", "ADDRESS", and "CITY" are visible, suggesting a table or form. The text is too light to transcribe accurately.]

Dicha influencia puede consistir en modificar el movimiento independientemente de las condiciones geológicas del terreno, así como en la generación de diversos tipos de ondas sísmicas.

- **TRAYECTORIA DE LAS ONDAS SISMICAS**

Las ondas sísmicas van desde la fuente de origen a través del interior de la corteza, en forma de ondas de cuerpo; hasta el sitio de arribo (estación sísmica), a lo largo de la superficie en forma de ondas superficiales.

- **CONDICIONES GEOLOGICAS DEL TERRENO**

Los depósitos de suelo pueden ser determinantes en las características de los eventos sísmicos (sobre este tema se trató en la sección 2.1).

Todo lo anterior demuestra el alto grado de actividad sísmica que presenta el AMSS, y por lo tanto, el peligro que representa el comportamiento de dicha actividad sísmica sobre las estructuras de obras civiles; en este caso sobre las obras de protección y contención, por lo que se hace necesario considerarla en el diseño de dichas obras.



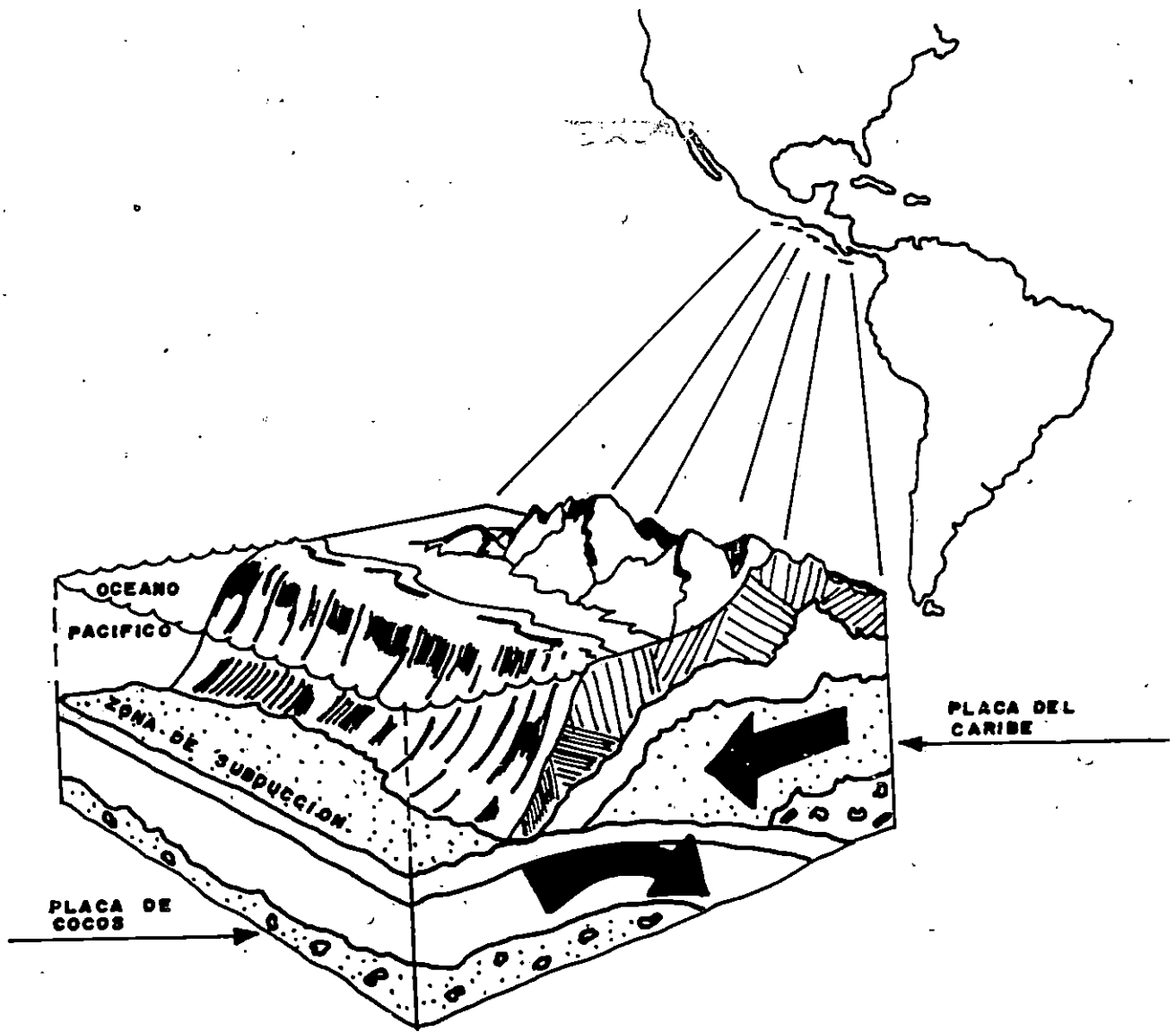
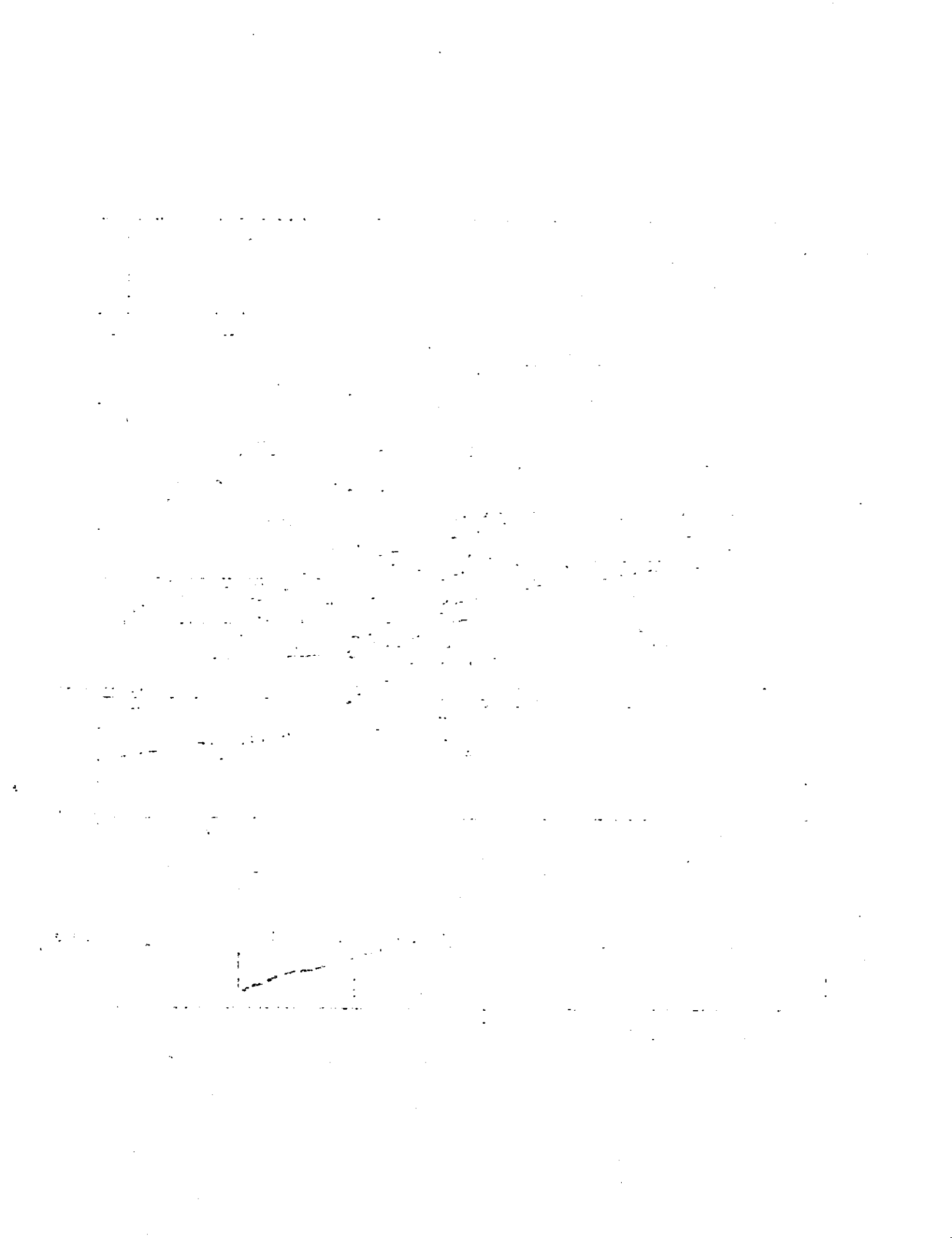


FIG. 15- ZONA DE SUBDUCCION ENTRE PLACA DE COCOS Y PLACA DEL CARIBE.



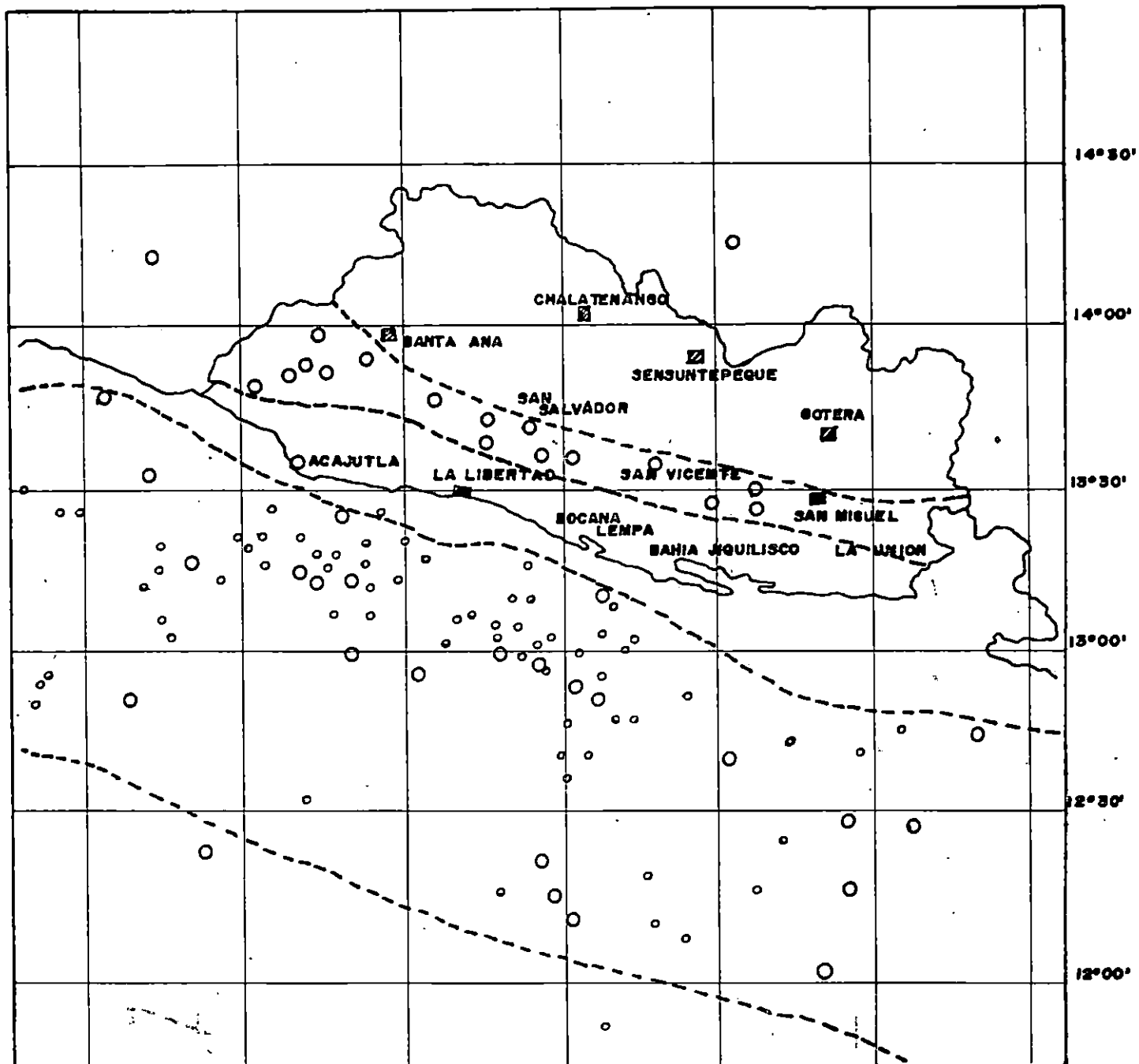


FIG. 16- MAPA DE EPICENTROS.

(Tomado de Informe Técnico sobre aspectos Sismológicos del Terremoto en El Salvador, del 19 de Junio de 1982. Depto. de Sismología)

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent data collection procedures and the use of advanced analytical techniques to derive meaningful insights from the data.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and processing, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that the data remains reliable and secure throughout its lifecycle.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of a data-driven approach in decision-making and the need for ongoing monitoring and evaluation to ensure the effectiveness of the data management processes.

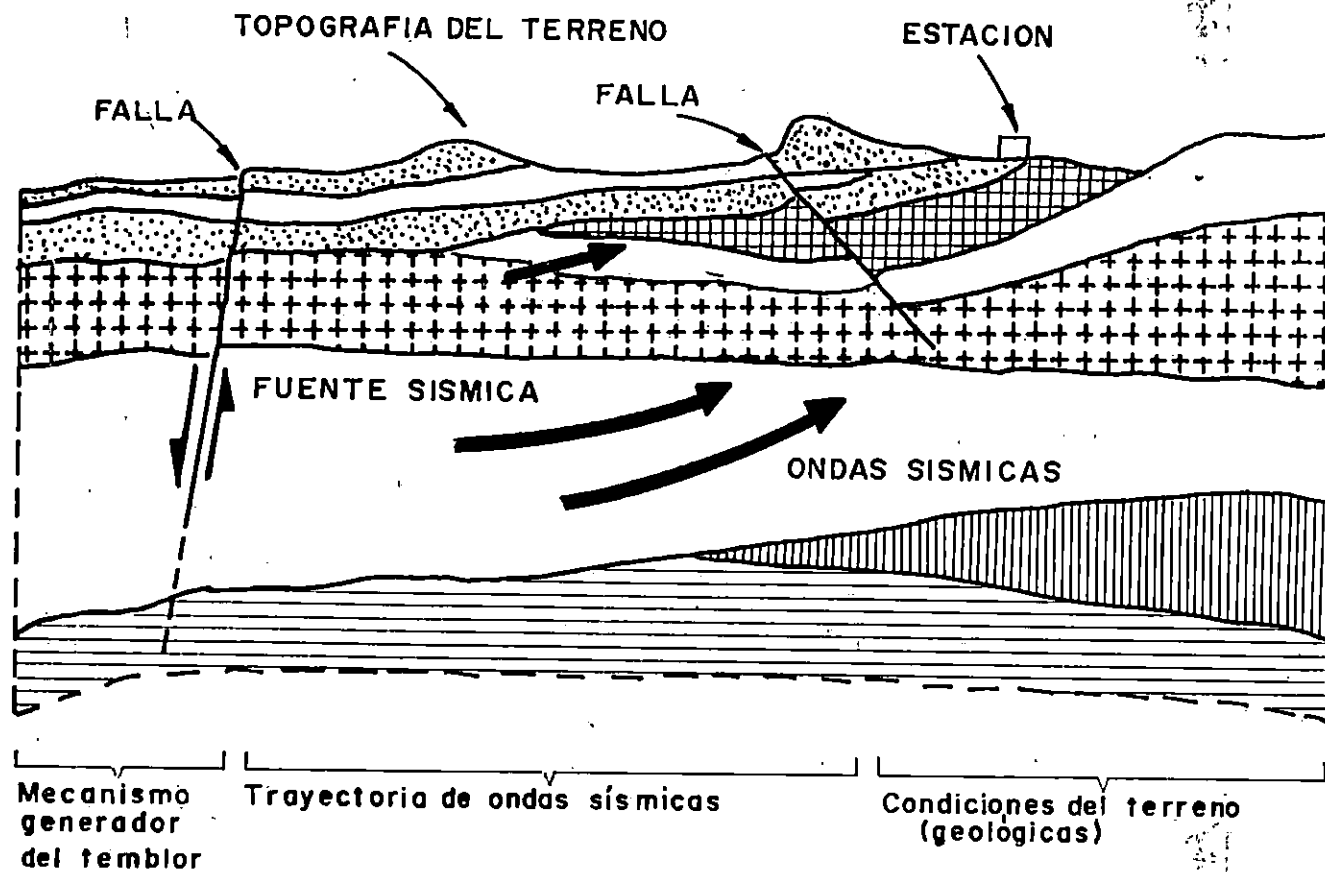


FIG. 17 - FACTORES QUE INFLUYEN EN LAS CARACTERISTICAS DE LOS SISMOS

Tomado de: S. Ruiz, "Influencia de las condiciones locales en las características de los sismos", Instituto de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), reporte N° 387, México 1977.

2.3.2 Criterios de Zonificación Sísmica de El Salvador

El proceso para determinar el riesgo sísmico de un área determinada, con el fin de delimitar zonas sísmicas, se denomina Zonificación Sísmica, proceso que involucra variables de carácter tectónico y geológico; dicho proceso depende de las hipótesis y modelos matemáticos empleados en el análisis de riesgos y peligrosidad sísmica.

Una forma para establecer una zonificación sísmica, es la de tomar en consideración tanto aspectos geotécnicos, como sísmicos, los cuales se exponen en mayor detalle en la Tabla 3.

Como se mencionó anteriormente, el historial sísmico que ha afectado a San Salvador, se remonta a 1538 y expone que la zona mayormente afectada es la correspondiente a los alrededores de la cadena volcánica Joven (Volcán Laguna Verde, Volcán de Santa Ana, Volcán de San Salvador, Volcán de San Vicente, Volcán de San Miguel, Volcán de Conchagua, etc.). El sismo ocurrido el 10 de octubre de 1986 planteó la duda de la efectividad del Reglamento de Diseño Sísmico de El Salvador, vigente desde 1966; por lo que se redactó el Reglamento de Emergencia para el Diseño Sísmico de El Salvador. Este

reglamento, considera al país dividido en dos zonas sísmicas, las cuales se han definido en base a la dirección en que está orientada la cadena volcánica Joven (NWN), y a las fallas locales que atraviesan el AMSS.

Se establece que la parte sísmicamente más afectada del país es la parte sur, puesto que la zona norte presenta un estrato rocoso, por lo que las ondas sísmicas se amplifican menos⁹

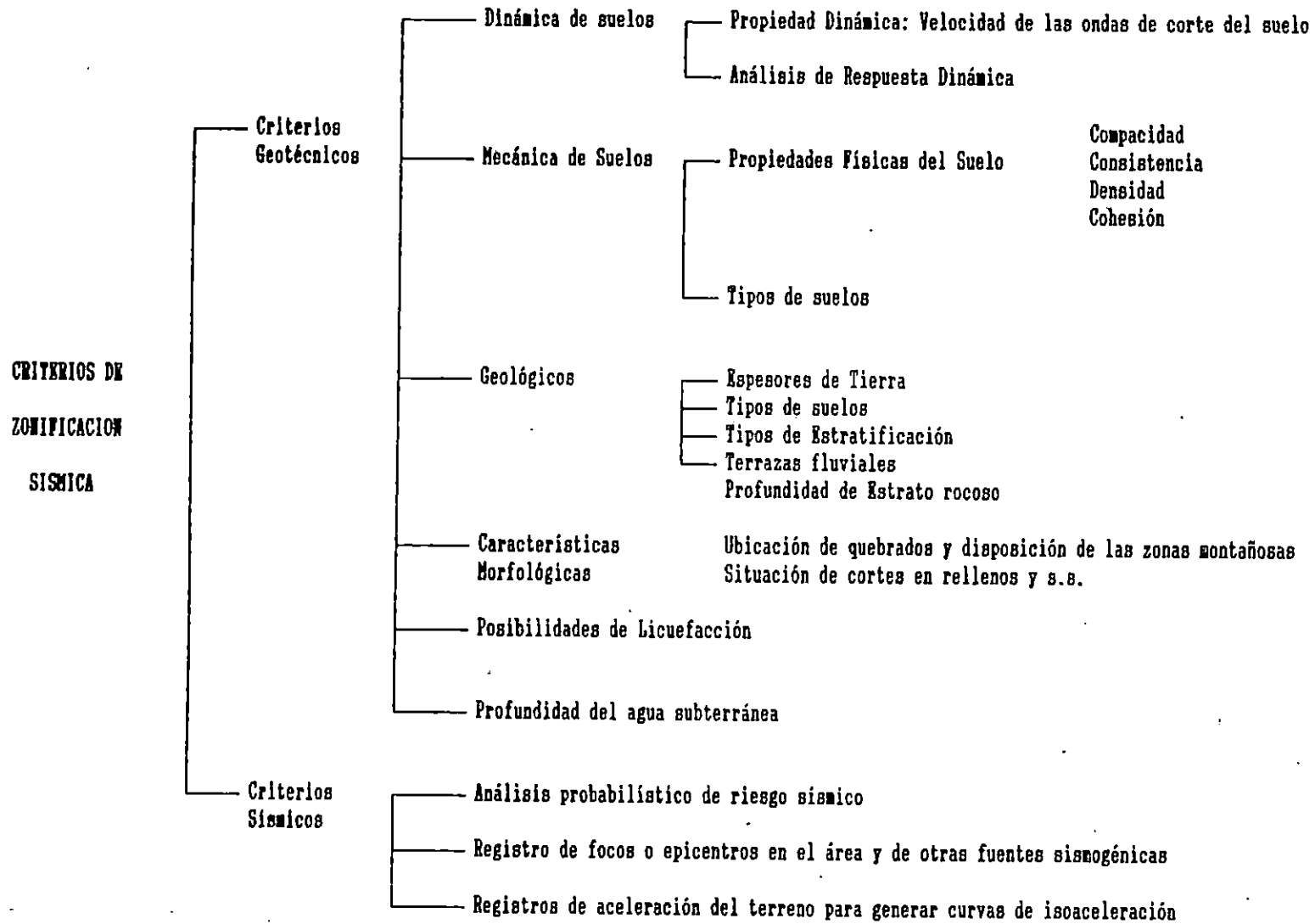
Por otro lado los terremotos provenientes de la zona de subducción de la fosa mesoamericana afecta primeramente la zona sur del país denominada zona I, quedando la zona II, con un riesgo de daños mínimos¹⁰ (fig. 18).

⁹ González, A. (1987)

¹⁰ González, A. (1987)

TABLA 3

CRITERIOS DE ZONIFICACION SISMICA



1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that proper record-keeping is essential for the integrity of the financial system and for the ability to detect and prevent fraud. The text notes that without reliable records, it would be difficult to track the flow of funds and identify any irregularities.

2. The second part of the document outlines the specific procedures for handling cash and other assets. It details the steps for receiving payments, issuing receipts, and depositing funds into the appropriate accounts. The text also discusses the importance of regular reconciliations to ensure that the books are balanced and that there are no discrepancies between the recorded amounts and the actual cash on hand.

3. The third part of the document addresses the issue of internal controls. It describes the various measures that should be implemented to minimize the risk of errors and fraud, such as segregation of duties, authorization requirements, and regular audits. The text stresses that a strong internal control system is crucial for the long-term success and stability of the organization.

Según estudio realizado ¹¹ se determinaron valores de aceleración espectral calculados a partir de registros de sismoscopios los cuales fueron reducidos a valores de aceleración, velocidad y desplazamiento espectral y los valores característicos de diseño de sismoscopio en la ecuación del movimiento. Se observó que la aceleración espectral y la aceleración del terreno diferían en cantidad despreciable.

Basándose entonces en datos históricos presentados en la sección 2.3.1. y analizando las direcciones de entrada al AMSS de los diferentes sismos ocurridos mayores de VII grados en la escala de mercali se determinó que la aceleración máxima promedio llegó a 300 cm/seg². Ahora bien, en el REDSES¹² la aceleración recomendable para el diseño de obras de obras de protección para la zona I era inicialmente de 392 cm/seg² (0.4g), lo que daba una pauta para denotar lo conservador de estos valores, por lo que resultaban dimensiones de muros demasiado grandes, esto hizo pensar en la necesidad de hacer una mejor estimación de coeficientes: basándose como mínimo, en variables tales como:

¹¹ Linares, Roberto (1985)

¹² Guzmán Urbina (1987)

- a) Parámetros sísmicos
- b) Parámetros dinámicos de las ondas sísmicas como funciones de distancias, profundidad focal y magnitud.
- c) Observaciones macrosísmicas.
- d) Características geotécnicas y geofísicas.

Llegando a reducirse el valor de la aceleración a 196 cm/seg^2

(0.2 g)

(Este tema es ampliado posteriormente en el Capítulo V)



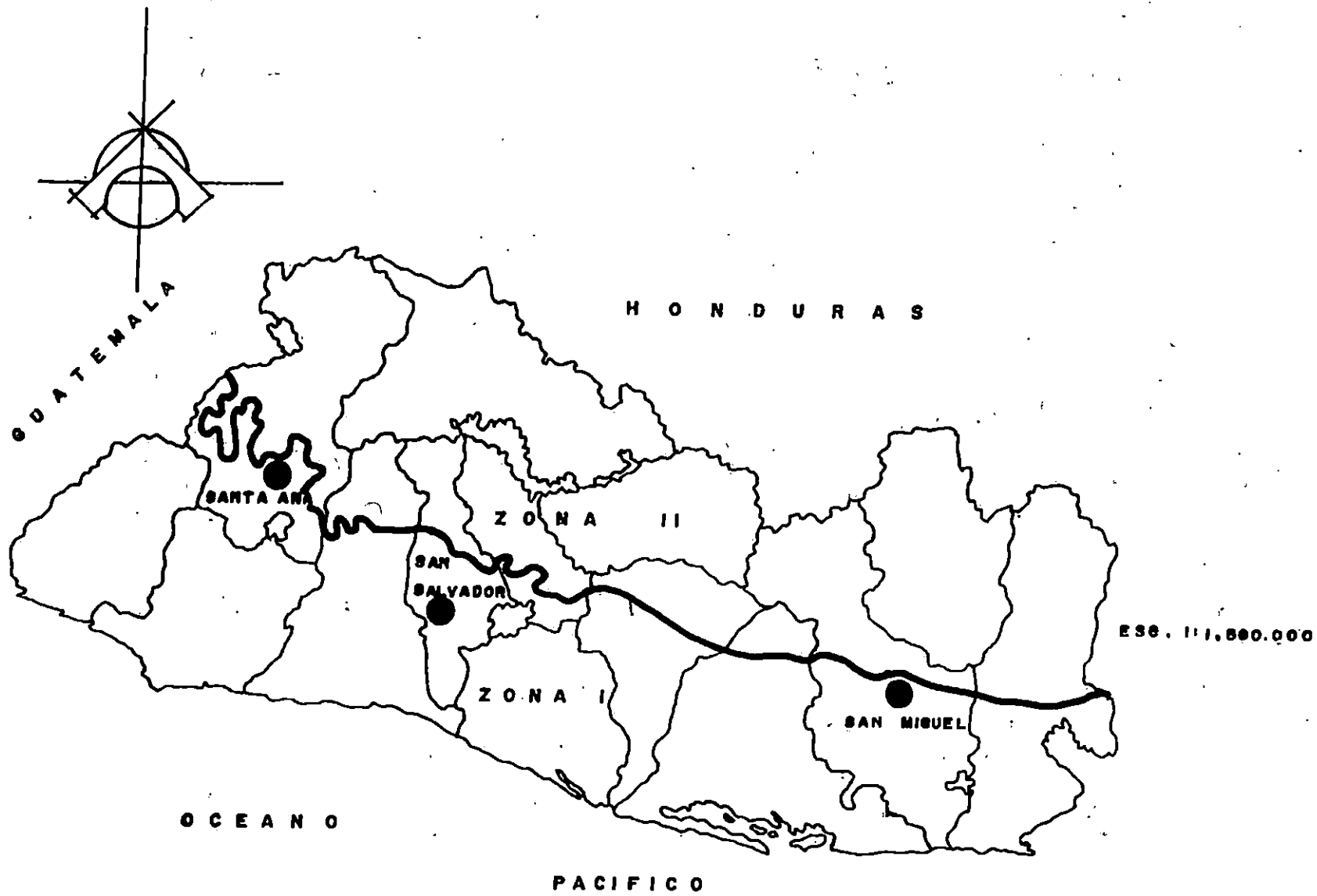


FIG. 18. MAPA DE REGIONALIZACION SISMICA DE EL SALVADOR
(Tomada del Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de El Salvador, 1986.)

CAPITULO III

ANALISIS Y COMPORTAMIENTO DE TALUDES

3.1 PROBLEMATICA DE TALUDES

3.1.1 Tipos y Causas de Fallas más Comunes

Se exponen a continuación las fallas más comunes en taludes, tanto laderas naturales como artificiales.

Ya que no es del todo fácil poder hacer una diferenciación exacta de toda la gama de fallas existentes en taludes, aquí se tratarán únicamente aquellas fallas que son más comunes y que no están relacionadas con la mecánica de rocas ya que éste es un campo que por su complejidad amerita un estudio aparte.

3.1.1.1 Tipos de Falla

FALLA EN LADERAS NATURALES

Se agrupan en esta división todas aquellas fallas que se dan con frecuencia en taludes formados naturalmente aunque puede darse el caso que se presenten en taludes artificiales.

FALLA POR FALTA DE RESISTENCIA EN LA PRESION DE CONFINAMIENTO

Este tipo de falla se da por el continuo y lento deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales.

Este tipo de falla afecta en muchas ocasiones áreas grandes sin provocar una superficie de deslizamiento, su velocidad es tan lenta que rara vez excede algunos centímetros por año.

Dentro de esta división de falla podemos hablar de la falla estacional y la falla de tipo masivo¹³. La falla estacional se da sólo en la corteza superficial que sufre la influencia de los cambios climáticos, ya sea por hundimiento y secado o por contracciones y expansiones térmicas, la falla masiva que afecta a capas de tierra más profundas es provocada por los efectos gravitacionales, ya que no tiene contacto con la superficie. Aún no se ha determinado con exactitud las causas por la cual una ladera podría entrar en falla masiva, aunque se ha tratado de explicar dicho efecto por medio de una "Resistencia fundamental" que da un límite, tal que si la

¹³ Terzaghi. 1967

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for ensuring transparency and accountability in financial operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and techniques used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support effective decision-making.

3. The third part of the document focuses on the analysis and interpretation of the collected data. It discusses the various statistical and analytical tools used to identify trends, patterns, and anomalies in the data.

4. The fourth part of the document discusses the importance of communication and reporting in the context of data analysis. It emphasizes the need for clear and concise reports that effectively convey the findings and insights derived from the data.

5. The fifth part of the document discusses the role of technology in data analysis and reporting. It highlights the various software tools and platforms used to streamline the data collection, analysis, and reporting process.

6. The sixth part of the document discusses the importance of data security and privacy. It emphasizes the need for robust security measures to protect sensitive data from unauthorized access and disclosure.

7. The seventh part of the document discusses the importance of data governance and compliance. It highlights the need for clear policies and procedures to ensure that data is collected, analyzed, and reported in a manner that complies with relevant laws and regulations.

8. The eighth part of the document discusses the importance of data quality and accuracy. It emphasizes the need for rigorous data validation and quality control processes to ensure that the data used for analysis is reliable and accurate.

9. The ninth part of the document discusses the importance of data integration and interoperability. It highlights the need for seamless data exchange and integration between different systems and platforms to support comprehensive data analysis and reporting.

10. The tenth part of the document discusses the importance of data-driven decision-making. It emphasizes the need for organizations to leverage the insights derived from data analysis to inform their strategic and operational decisions.

parte superficial es sometida a esfuerzos y éstos no sobrepasan ese límite se dirá que la ladera permanecerá en reposo, y si lo sobrepasan habrá una falla de tipo masivo.

Si bien es cierto que aún no están del todo definidos los conceptos de la resistencia fundamental, parece ser que el movimiento se produce bajo niveles de esfuerzos actuantes bajos, muy inferiores a los de máxima resistencia al esfuerzo cortante de los suelos¹⁴. Puede comprobarse lo anterior, haciendo pruebas triaxiales drenadas en arcillas lo cual nos proporciona valores que indican que los esfuerzos necesarios para producir deformaciones muy lentas a largo plazo son únicamente una fracción de la resistencia máxima de la arcilla.

La Fig. 19 muestra la tendencia de una arcilla cuando es afectada por cargas abajo del nivel de falla y que permite que dicha carga actúe durante un largo tiempo. La disminución de resistencia a largo plazo puede explicarse como la destrucción de los nexos interparticulares que ocurre en la arcilla como consecuencia de la deformación bajo los esfuerzos cortantes.

14 Griggs y Bishop, 1955

1948

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

Se puede pensar que la velocidad del movimiento de la ladera sea máxima en la superficie y vaya disminuyendo en el interior, por aumentar las restricciones del movimiento. Este hecho se refleja en la posición perpendicular al suelo de árboles, postes y otros elementos en lugar de adoptar una posición vertical (fig. 20).

FALLAS POR DEFORMACIONES ACUMULATIVAS

Cuando se habla de un tipo de falla que se produce en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformaciones acumulativas, se está haciendo alusión del movimiento que tienen las grandes masas de tierra a deslizarse ladera abajo. Este tipo de falla se da en aquellos taludes formados por materiales heterogéneos y no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales, debido a estas fuerzas se desarrollan estados de deformación continua muy lenta en aquellas zonas del interior de la ladera donde existan concentraciones locales de esfuerzos¹⁵. En tales condiciones, la ladera puede deformarse durante largo tiempo provocando la ruptura del suelo y la formación de una superficie de falla en el interior de la ladera.

¹⁵ Golóstein y Ter-Stepanian, 1957

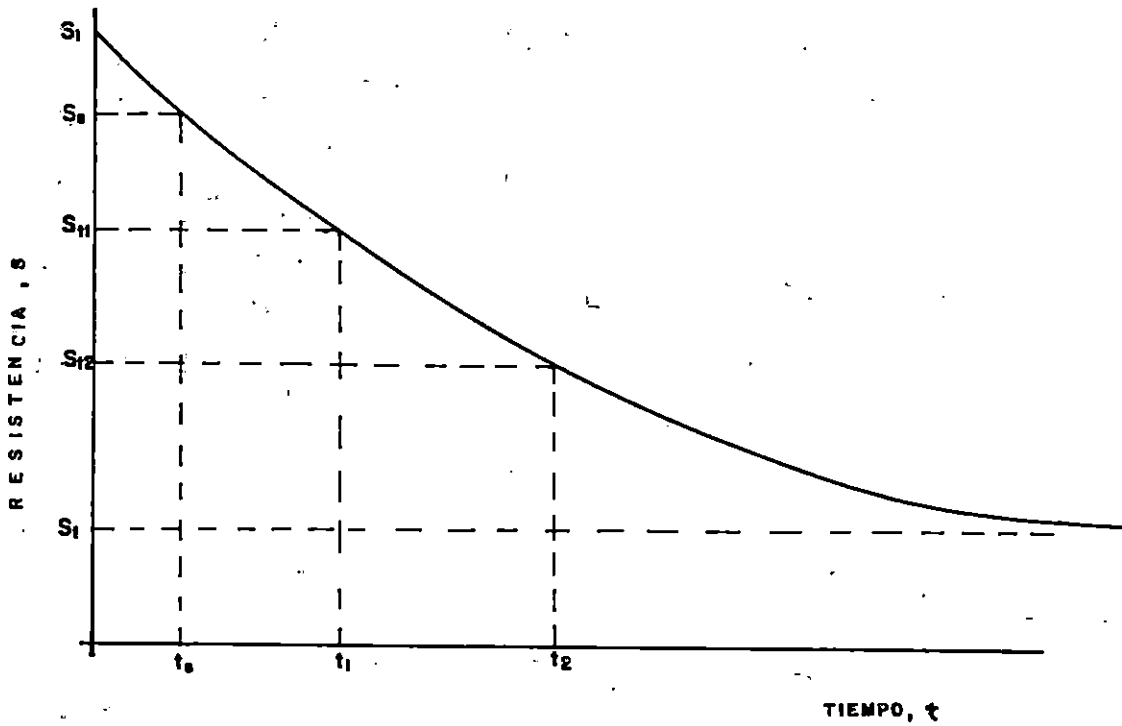


FIG. 19- EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE UNA ARCILLA AFECTADA POR CARGAS ABAJO DEL NIVEL DE FALLA CON EL TIEMPO.

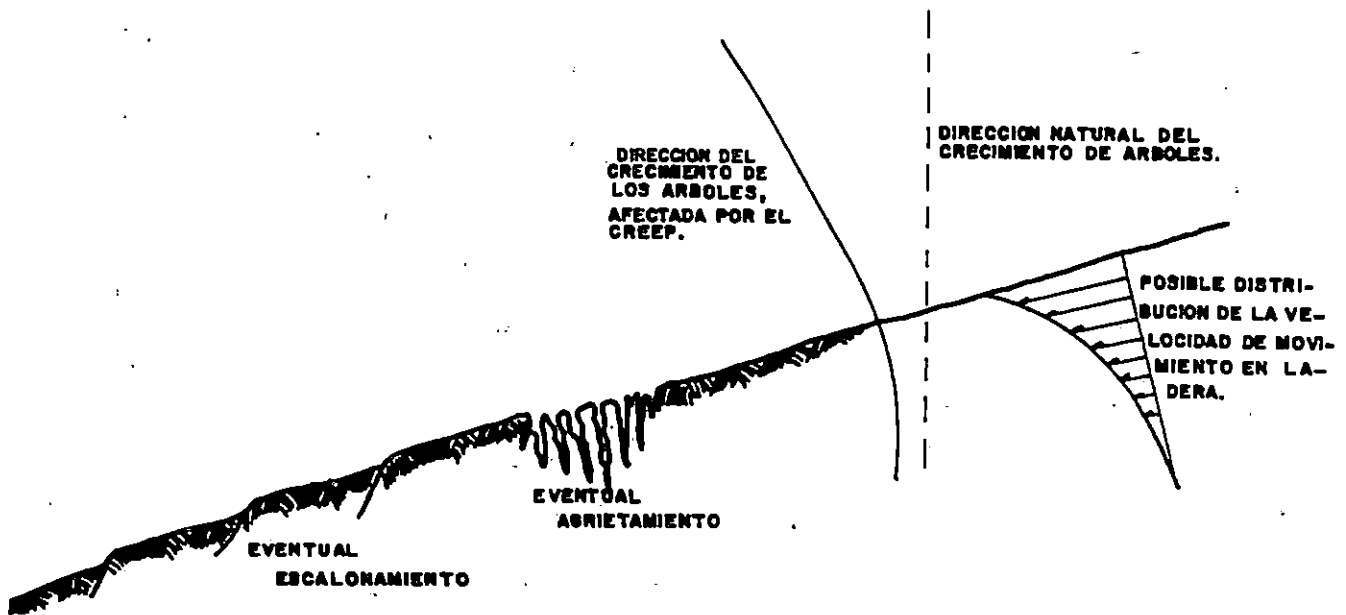


FIG. 20- SIGNOS DE DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL.

Una vez originada esta superficie de falla podrían producirse deslizamientos de masa de tierra o manteniendo esa masa en un estado de equilibrio crítico, todo ello dependerá de la inclinación formada y de la heterogeneidad de las partículas del suelo existente en la superficie de falla.

Una superficie de falla típica de un proceso de deformación acumulativa es de forma casi plana, originada por la geología de la zona, pues en una ladera natural las estratificaciones tienden a seguir la forma del límite exterior de la ladera.

El nivel freático y en general la presencia de agua en los materiales próximos a la superficie de falla, desempeñan un papel importante en la estabilidad, es notable el hecho de que hacen más complejo el origen de estas fallas.

FLUJOS

Cuando existe un movimiento más o menos rápido de una parte de ladera natural, se dará por entendido que nos estamos refiriendo a un flujo, es decir, que el movimiento y la distribución de velocidades recuerda el comportamiento de un líquido viscoso.



Es muy común encontrar que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico. Es preciso denotar que los materiales que podrían fluir pueden ser formaciones no consolidadas.

FLUJOS EN MATERIALES SECOS

En esta clase de flujos podemos encontrar aquellos provocados por temblores y además los flujos de fragmentos de roca (los muy rápidos llamados avalanchas y los que ocurren lentamente). Las fallas de flujo de fragmentos de roca son provocados probablemente en su origen por aire atrapado entre los fragmentos y que se encuentran a presiones de consideración, aunque también se dice que estos flujos son provocados por deslizamientos convencionales de roca o de un gran desplome de las rocas. Los flujos provocados por sismos ocurren en suelos relativamente secos que al sentir el efecto del temblor rompe de una forma rápida la estructura del material que lo compone. La Fig. 21 muestra un bosquejo de la forma de deslizamiento.

FLUJO EN MATERIALES HUMEDOS

Son todos aquellos deslizamientos que tienen como principal actuante al agua contenida en el suelo.

Generalmente se le puede llamar flujos de lodo cuando el contenido de agua es muy elevado en los materiales. Aunque no existe una delimitación estricta entre flujo de tierra y flujo de lodo, puede darse el "flujo de detritus", que se da cuando el material que fluye contiene gravas, boleos o fragmentos de roca en porcentaje de por lo menos un 50%.

En los flujos de lodo, la forma típica de deslizamiento puede variar en pocos centímetros por año hasta movimientos catastróficos; esto puede darse dependiendo de las condiciones que se reúnan para la ocurrencia rápida o lenta de la falla; por ejemplo, las variaciones estacionales del clima influye en flujos lentos, mientras en los flujos rápidos se dan cuando hay precipitaciones pluviales fuertes. (Fig. 22).

FALLAS EN TALUDES ARTIFICIALES

FALLA ROTACIONAL

Este tipo de falla es del tipo rápido o instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamiento a lo largo de una superficie de falla, curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud. Es de mencionar que en el interior de un talud existe

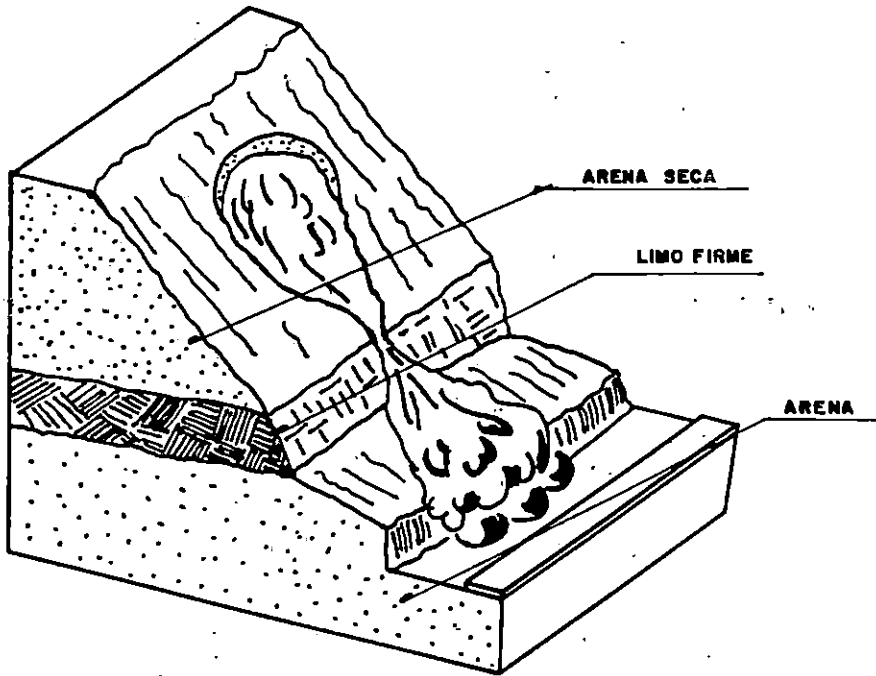
un estado de esfuerzo cortante que termina por vencer la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, que por consiguiente se provoca la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce falla. Generalmente estas fallas se dan en obras de terracería debido a lo cual se le dan los nombres de fallas en taludes artificiales, ya que los taludes son formados como consecuencia del hombre y su proceso de construcción y consiguiente transformación de la naturaleza.

La Fig. 23 muestra algunos perfiles de fallas típicas del tipo rotacional.

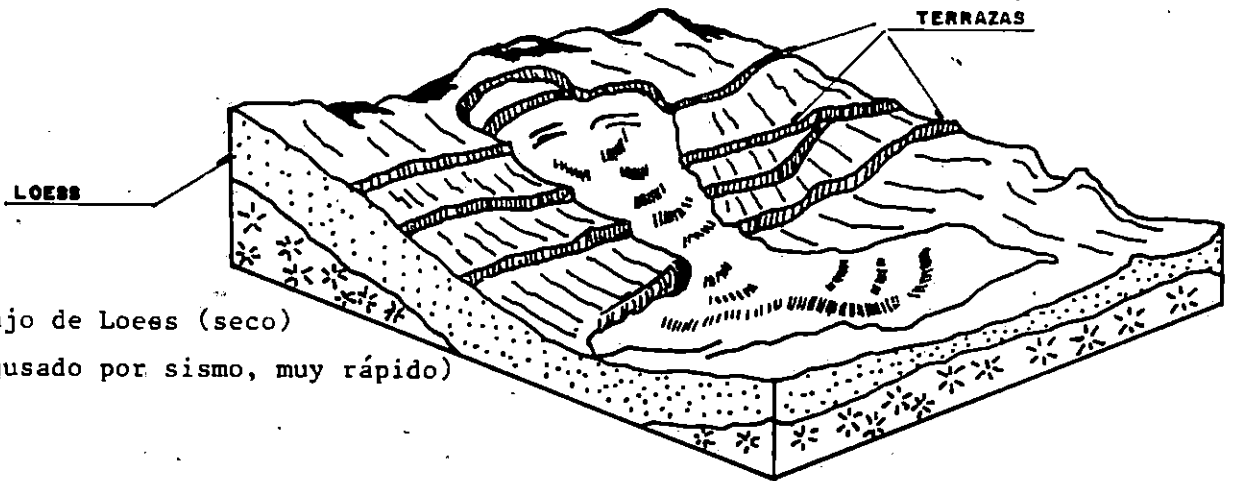
Las fallas rotacionales de forma circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa. Estas fallas afectan zonas profundas del talud, siendo la profundidad mayor cuanto más escarpado sea aquél.

Como se dijo anteriormente, las fallas rotacionales son de tipo circular, aquellas de forma diferente están asociadas a arcillas sobreconsolidadas, que se dan en terrenos no homogéneos.

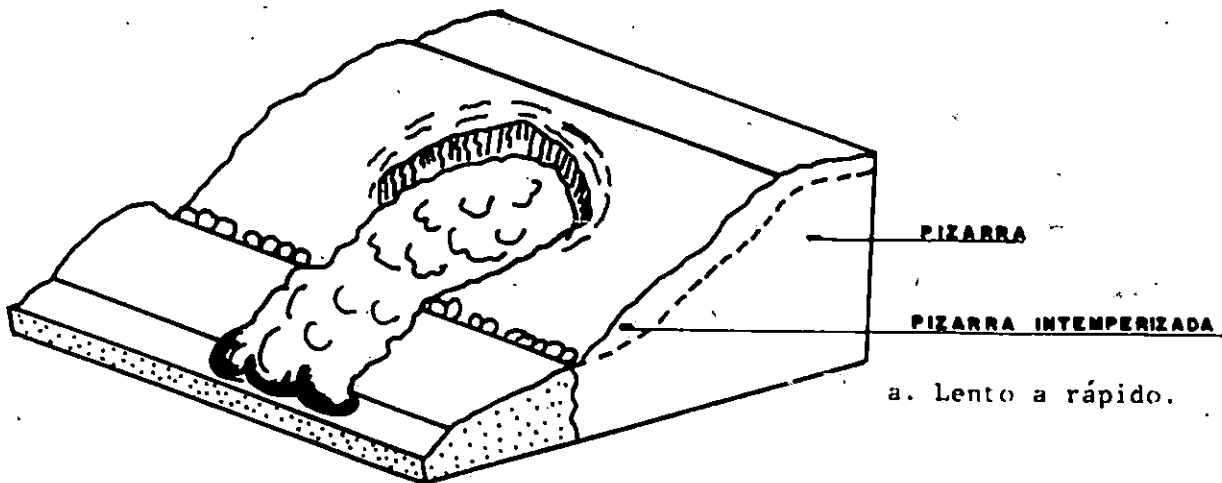
Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is extremely faint and illegible due to the quality of the scan. It appears to be several lines of text, possibly a list or a set of instructions, but the characters are too light to be accurately transcribed.



a. Flujos de arena (rápido a muy rápido).



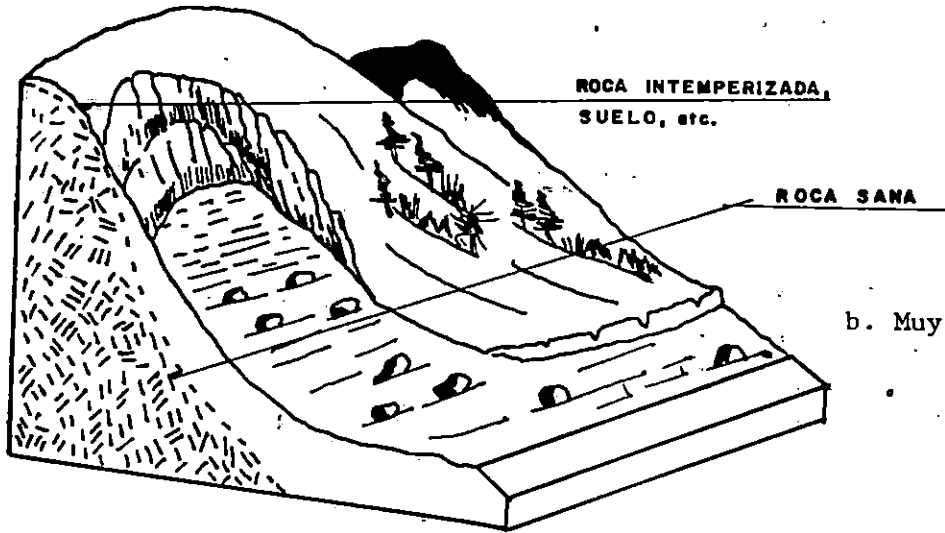
b. Flujo de Loess (seco)
(causado por sismo, muy rápido)



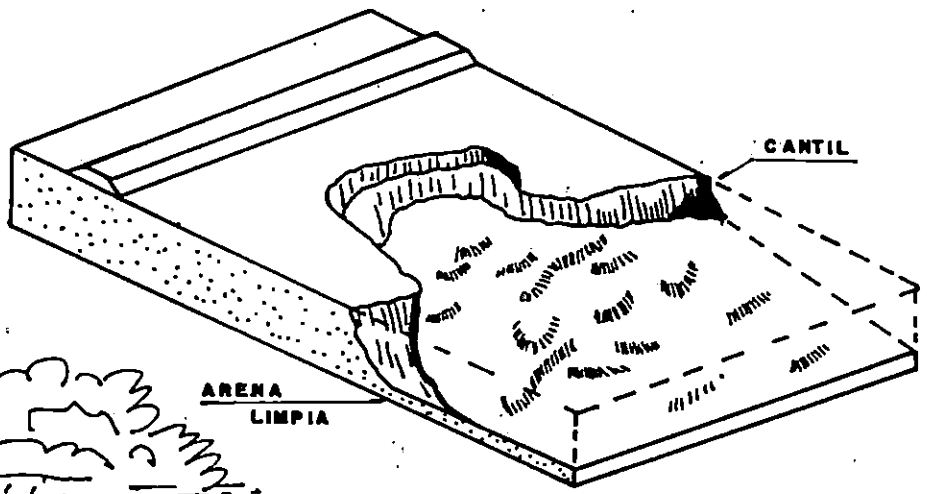
a. Lento a rápido.

FIG. 21- FLUJOS EN SUELOS SECOS.

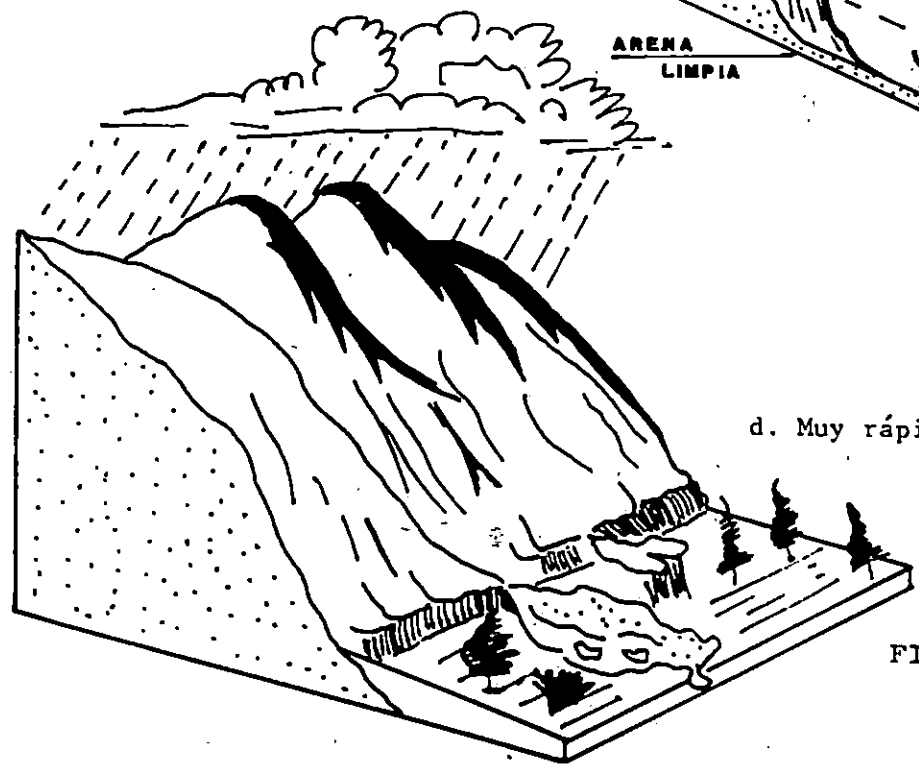




b. Muy rápido.



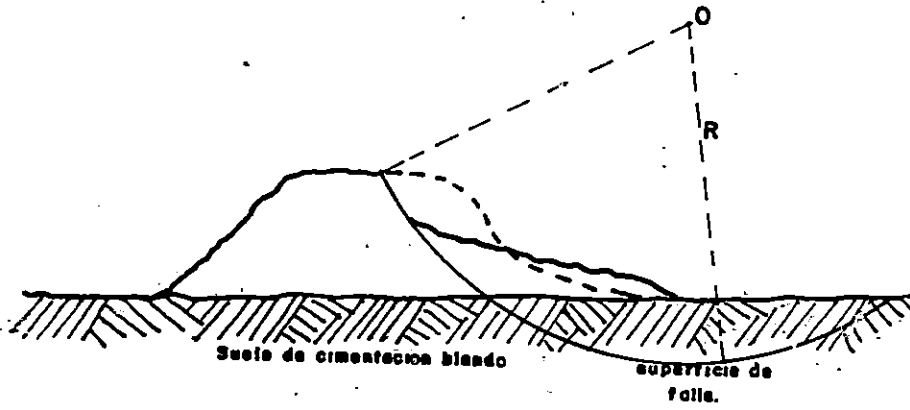
c. Rápido a muy rápido.



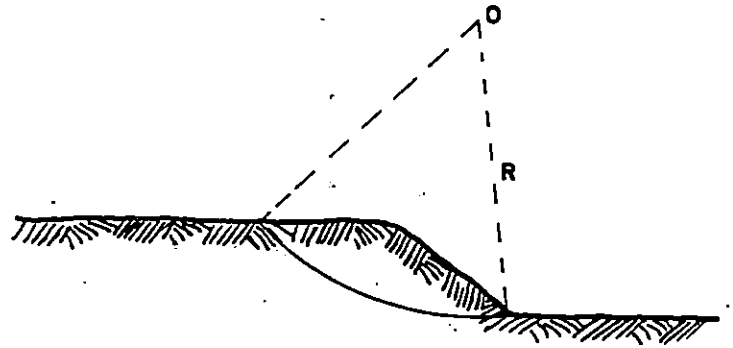
d. Muy rápido

FIG. 22- FLUJOS EN MATERIALES HUMEDOS.

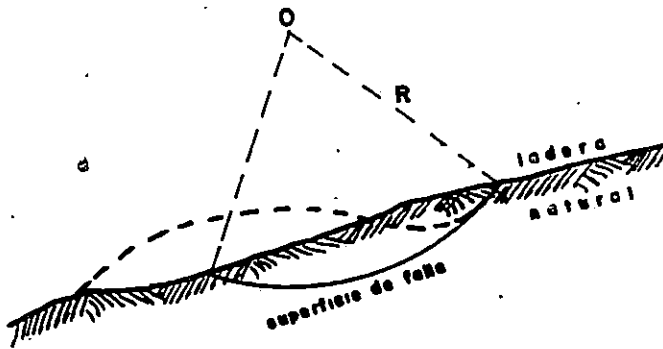




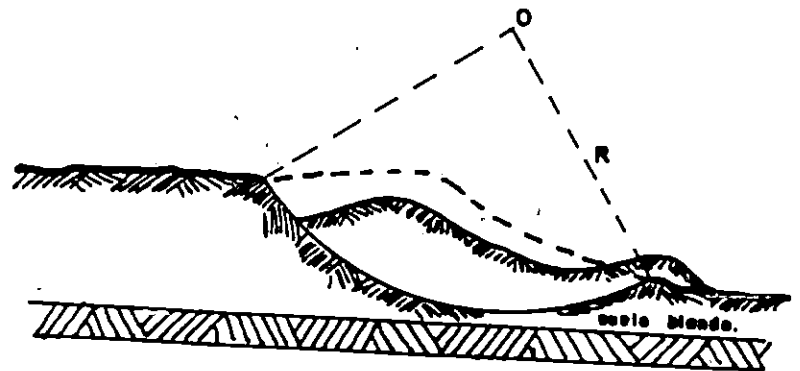
a. Falla de base.



b. Falla por el pie del talud.



c. Falla superficial.



d. Falla limitada por un estrato firme.

FIG. 23- SECCIONES TÍPICAS DE FALLAS ROTACIONALES.

1. 1948

2. 1949

3. 1950

4. 1951

5. 1952

6. 1953

7. 1954

8. 1955

9. 1956

10. 1957

11. 1958

12. 1959

13. 1960

14. 1961

15. 1962

16. 1963

17. 1964

18. 1965

19. 1966

20. 1967

21. 1968

22. 1969

23. 1970

24. 1971

25. 1972

26. 1973

27. 1974

28. 1975

29. 1976

30. 1977

FALLA TRASLACIONAL

Estas fallas se dan generalmente en superficies planas en estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud, se dan en movimientos de traslación del cuerpo del talud.

Los estratos débiles que fomentan estas fallas son por lo general arcillas blandas o arenas finas o limos plásticos sueltos.

Las fallas del material en bloque (fig. 24) están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte, o una ladera natural siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos producto de meteorización de las formaciones originales; se suelen provocar por el efecto de las sobrecargas a la cual se puede ver sometida el talud construido sobre la ladera.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS 435

LECTURE 1

1.1. THE CLASSICAL LIMIT

1.2. QUANTUM MECHANICS

1.3. THE SCHRODINGER EQUATION

1.4. THE HEISENBERG UNCERTAINTY PRINCIPLE

1.5. THE DIRAC EQUATION

1.6. THE PAULI EXCLUSION PRINCIPLE

1.7. THE SPIN-ORBIT INTERACTION

1.8. THE FINITE POTENTIAL WELL

1.9. THE HARMONIC OSCILLATOR

1.10. THE HYDROGEN ATOM

1.11. THE ADDITION OF ANGULAR MOMENTUM

1.12. THE HYPERFINE STRUCTURE

1.13. THE ZEEMAN EFFECT

1.14. THE SPIN HALL OF LIGHT

1.15. THE SPIN HALL OF MATTER

1.16. THE SPIN HALL OF QUANTUM MECHANICS

FALLAS DE SUPERFICIE COMPUESTA

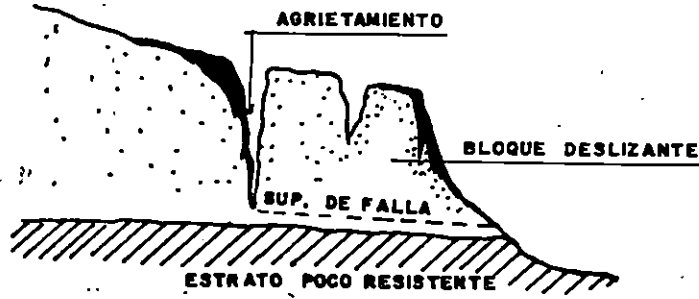
Se dice que son fallas de tipo compuesta ya que se da una combinación de rotación y traslación, que se desarrollan en zonas planas y a la vez tramos curvos.

Estas fallas se dan más que todo en aquellos taludes donde existe heterogeneidad de materiales componentes de un talud. Por lo general, es el predominio de las partes circulares o planas el que sirve para clasificar la falla ya sea rotacional o traslacional, en el caso en donde se reparten en partes más o menos iguales, se dice que estamos en presencia de una falla compuesta (fig. 25).

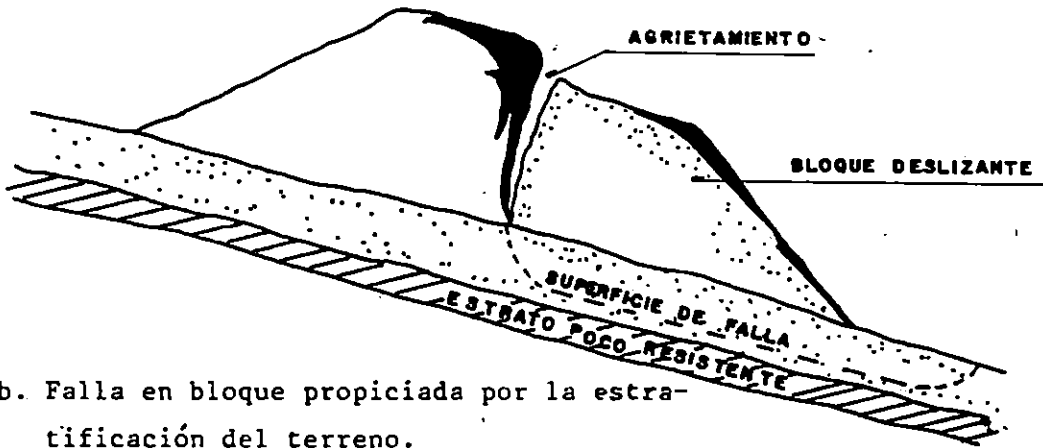
FALLAS MÚLTIPLES

Se habla de fallas múltiples cuando se producen deslizamientos en varias superficies de falla, las cuales pueden ser fallas sucesivas y/o fallas regresivas; éstas se dan frecuentemente en un corte de un talud.

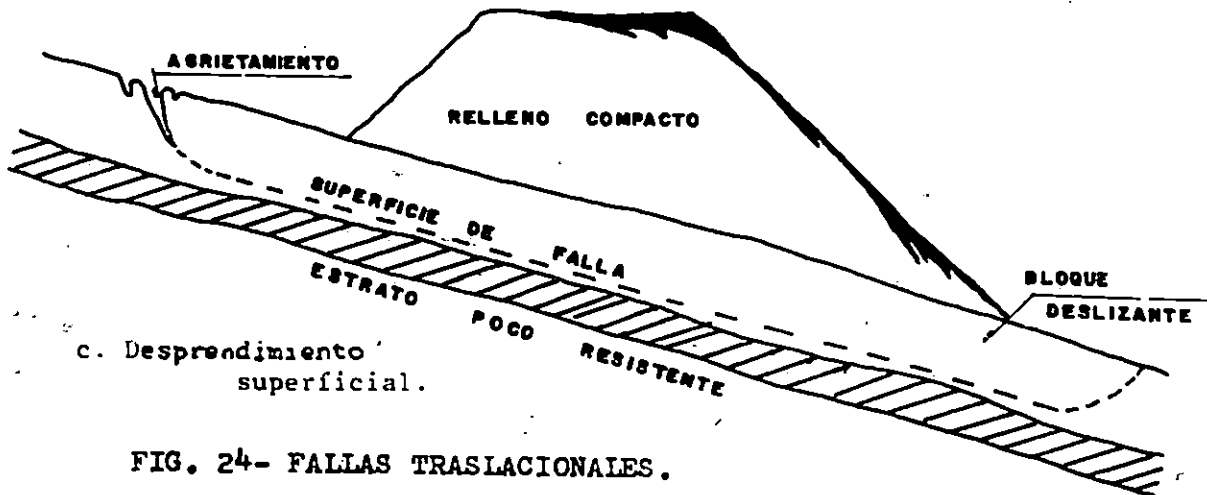




a. En bloque.



b. Falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno.



c. Desprendimiento superficial.

FIG. 24- FALLAS TRASLACIONALES.

810 200

1950

Las fallas sucesivas consisten en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales; se observan en las últimas etapas de degradación en laderas de arcilla sobreconsolidada o fisurada, estas fallas suelen darse con inclinaciones muy pequeñas hasta de 8° produciéndose, a veces, escalonamientos sumamente regulares.

Las fallas regresivas se forman a partir de una primera por la inestabilidad en que sucesivamente van quedando la zona de cabezas de cada falla que se forma. Este tipo de fallas existen en los tipos traslacionales o rotacionales.

Las fallas rotacionales regresivas ocurren en zonas erosionables, donde exista topografía escalonada y las fallas traslacionales regresivas ocurren en capas superficiales y muchas veces se dan en arcillas fisuradas (fig. 26).

3.1.1.2 Causas que Producen Inestabilidad de Taludes

En general, las causas de inestabilidad pueden ser diferenciadas en externas e internas.

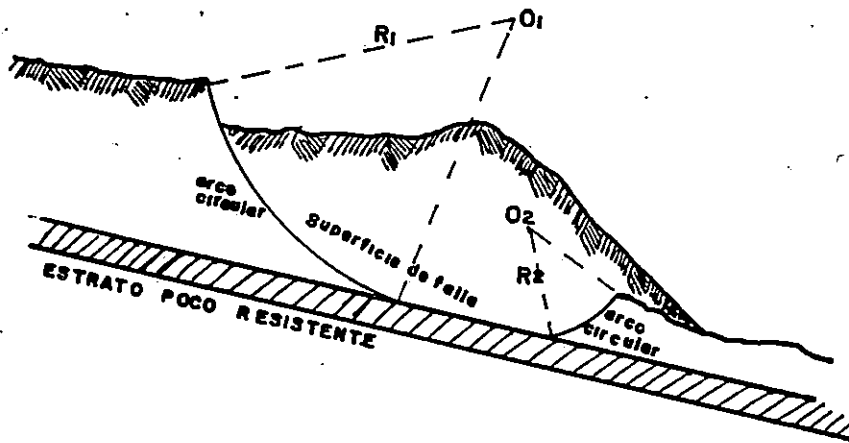
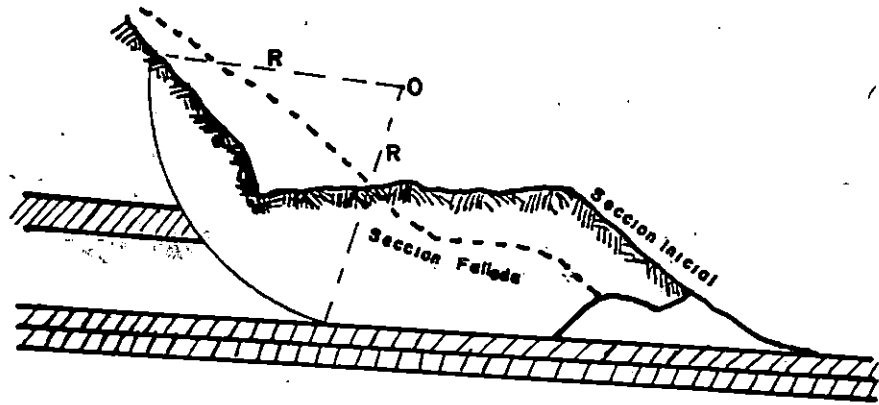
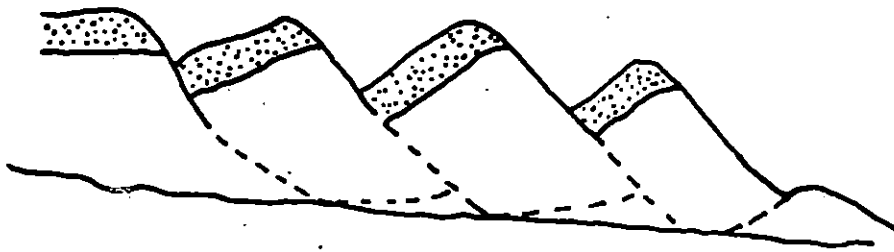
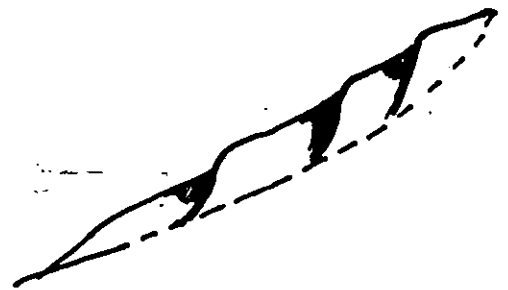


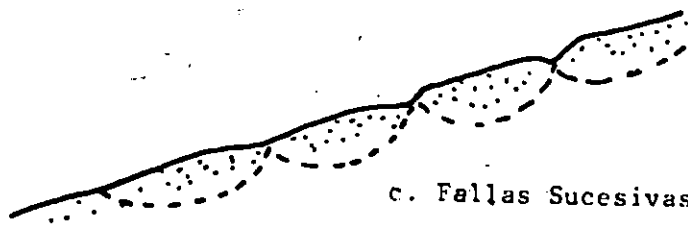
FIG. 25- FALLAS COMPUESTAS



a. Fallas Regresivas.



b. Falla Regresiva Traslacional.



c. Fallas Sucesivas.

FIG. 26- FALLAS MULTIPLES.

Las externas son aquellas que producen aumento en los esfuerzos cortantes actuantes, sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material.

Entre este tipo podemos mencionar:

MOVIMIENTOS TECTONICOS

Estos movimientos generan sismos de diferentes intensidades, los cuales producen esfuerzos cortantes adicionales que actúan en la masa del talud. Causan, además, numerosas grietas y asentamientos en los rellenos, propiciando el aparecimiento de superficies potenciales de deslizamiento. El uso de explosivos tiene efectos similares en los taludes.

MODIFICACIONES GEOMETRICAS DEL TALUD

El aumento de la altura del talud o del ángulo de inclinación produce también un aumento de los esfuerzos cortantes externos. Esto afecta a todos los tipos de suelo y puede favorecer el aparecimiento de grietas en la corona del talud, por la modificación del estado de esfuerzos prevalecientes.

AUMENTO DEL PESO DEL TALUD POR CARGAS ADICIONALES RESULTANTES DE CONSTRUCCIONES U OTROS

En un talud puede existir el caso de aumento de cargas en él, ya sea por el tránsito inducido en una carretera, la acumulación de ripio, basura, etc, lo que induciría a un deslizamiento de la masa del talud. Aunque si la acumulación se da al pie del talud, esto contribuiría a la resistencia al deslizamiento.

EROSION SUPERFICIAL

Las lluvias y la escorrentía superficial son agentes importantes de la inestabilidad de taludes; por el arrastre de material y la formación de grietas, tanto por la filtración como por la misma escorrentía que ocasiona al cuerpo del talud.

Ahora bien, las causas internas son las que ocurren debido a la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo que constituye el talud, se mencionan entre otras:

CAMBIOS EN EL NIVEL FREATICO

El ascenso y descenso del nivel freático de un acuífero cercano al talud, puede causar un cambio en las partículas del

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for ensuring transparency and accountability in financial reporting.

2. The second part of the document outlines the various methods and techniques used to collect and analyze data. It highlights the need for a systematic approach to data collection and the importance of using reliable sources of information.

3. The third part of the document focuses on the analysis and interpretation of the collected data. It discusses the various statistical and analytical tools used to identify trends, patterns, and relationships within the data set.

4. The fourth part of the document addresses the challenges and limitations of data analysis. It acknowledges that while data analysis provides valuable insights, it is not without its own set of difficulties and constraints.

5. The fifth part of the document provides a summary of the key findings and conclusions drawn from the analysis. It emphasizes the importance of communicating these findings effectively to the relevant stakeholders.

6. The sixth part of the document discusses the implications of the findings and offers recommendations for future research and practice. It suggests that further exploration of the identified trends and patterns is warranted.

7. The seventh part of the document provides a final summary and concludes the report. It reiterates the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure the continued relevance and accuracy of the data and analysis.

8. The eighth part of the document includes a list of references and a bibliography, providing a comprehensive overview of the sources used in the research and analysis.

suelo, aumentando de esta manera la presión de poro original. Todo lo anterior trae como consecuencia una disminución de la resistencia del esfuerzo cortante del material del talud y favoreciendo su deslizamiento.

DISMINUCION DE LA COHESION DEL SUELO

En los taludes compuestos por materiales arcillosos la infiltración excesiva hace aumentar la presión de poro de las partículas componentes, mientras que por el contrario, los períodos de sequía causan una mayor disipación de la cohesión en el suelo, ya que aumenta las contracciones y existen agrietamientos significativos.

Es de hacer notar que la estabilidad de un talud, son en principio fundamentalmente dependientes de las características propias de cada material componente del talud, tales como la estratigrafía, naturaleza, grado de meteorización, peso volumétrico, así como otras.

3.1.2 Identificación in situ de Problemas de Estabilidad de Taludes

El reconocimiento e identificación de las futuras fallas de laderas o taludes que posiblemente puedan ocurrir en campo,

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support effective decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and aligned with the organization's goals.

6. The final part of the document provides a detailed list of references and sources used throughout the report. This includes academic journals, industry reports, and internal organizational documents, all of which have contributed to the development of the findings and recommendations.

se hace en base a un juicio experimental que interpreta signos vistos sobre el terreno, como por ejemplo, deformaciones, agrietamientos y manifestaciones del régimen de flujo interno de las aguas.

Esta metodología conlleva, naturalmente, a una interpretación cualitativa y si se quiere, subjetiva del estado de la estabilidad de un talud y del riesgo de su falla.

Existen métodos empíricos que permiten cuantificar el riesgo de la falla y aún, el momento en que ésta se producirá no siempre la falla de un talud ha de ligarse a un deslizamiento catastrófico, ya que puede darse una deformación que ataque las bases de funcionalidad estructural en forma suficiente como para producir una falla práctica. No existen tampoco métodos convencionalmente aceptados para cuantificar la magnitud de las deformaciones que pueda sufrir un talud o una ladera.

Las condiciones de estabilidad de un talud dependen en general de factores propios de los materiales constitutivos, tales como su naturaleza, estructura, estratigrafía, condiciones de meteorización y de factores externos al talud, como la topografía de la zona, el clima, la vegetación, etc.

El problema de reconocer e identificar deslizamientos tiene dos aspectos importantes. El primero se refiere a identificar el deslizamiento en sí mismo, para saber si han ocurrido o ocurrirán movimientos que sean indicio de inestabilidad, el segundo aspecto se refiere a identificar y clasificar el tipo de deslizamiento que está ocurriendo o que pueda ocurrir.

Sin embargo, en la mayoría de los casos, es muy difícil prever la existencia de futuros deslizamientos y fallas, y solamente se pueden extremar precauciones en aquellos lugares en que exista una secuencia de materiales digna de desconfianza. Algunas de éstas son:

1. Toda clase de formaciones de roca o suelo duros, que sobreyacen a rocas muy fragmentadas, suelos blandos o materiales muy intemperizables.
2. Laderas de arcilla blanda o lutitas, sobre todo si en otras zonas de la ladera se detectan fallas o si están fisuradas.

3. Laderas a cuyo pie existan causas de erosión, como por ejemplo, zonas alledañas o corrientes de agua.

En la tabla 4 se presenta una recopilación de los signos exteriores más usuales de los distintos tipos de fallas, por los que será posible reconocerlas y clasificarlas.

Claro está que la habilidad para identificar problemas de inestabilidad es adquirida a través de los años; y reconocer pequeños agrietamientos e interpretarlos; sin duda es producto de la experiencia. Por ejemplo, es frecuente que la dirección de las grietas sea normal a la de los movimientos del suelo, pero ésta no es, por supuesto, una regla general; ya que las grietas en los flancos de una falla pueden ser prácticamente paralelas a su movimiento, y en fallas rotacionales, las grietas suelen ser curvas, marcando la zona de falla.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS 439

1998

1

TABLA 4
HECHOS QUE AYUDAN A RECONOCER DESLIZAMIENTOS ACTIVOS O RECIENTEMENTE ACTIVOS

TIPO DE MOVIMIENTO	CLASE DE MATERIAL	PARTES ESTABLES QUE RODEAN EL DESLIZAMIENTO			PARTES QUE SE HAN MOVIDO			
		CORONA O INICIACION DE LA ZONA FALLADA	TALUD PRINCIPAL (detrás de la zona fallada)	FLANCOS	CABEZA	CUERPO	BASE	PIE
Caida de suelos (Derrumbes)	Suelos	Grietas detrás de la línea de falla	Casi vertical. Suelo húmedo. Superficialmente muy agrietado	Con frecuencia casi verticales	Generalmente no está bien definida. el material caído forma un montón de rocas cerca del escarpio.	Irregular	La base comúnmente enterrada. Si está visible presenta generalmente las razones de la falla, tales como roca subyacente débil o estratos socavados por el agua	Irregular
Deslizamiento Circular	Suelo	Numerosas grietas la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento	Inclinado, limpio, cóncavo hacia el deslizamiento, comúnmente alto. Puede presentar estrías y ranuras en la superficie, que van de la corona a la cabeza. La parte superior del talud tras la falla puede ser vertical.	Las estrías en los flancos del escarpio tienen grandes componentes verticales cerca de la cabeza y notables componentes horizontales cerca de la base. La altura de los flancos decrece hacia la base. el flanco del deslizamiento puede ser más alto que las superficies originales del terreno entre la base y el pie. Grietas en escalón rodean el deslizamiento en las primeras etapas.	La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural antes de fallar. Se producen al pie del talud principal encharcamientos. Toda la cabeza de falla está surcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntan cerro arriba.	La parte del suelo que se mueve se rompe y disgrega. Grietas longitudinales. Generalmente se desarrollan encharcamientos justo arriba de la base	Normalmente se desarrollan grietas sobre la base. Zona de levantamiento, ausencia de bloques individuales grandes	Con frecuencia una zona de flujo de tierra con forma lobulada, material rodado encima y enterrado. Los árboles están tendidos o en varios ángulos mezclados entre el material del pie.

Traslacional	Roca o Suelo	La mayoría de las grietas son casi verticales y tienden a seguir el contorno del talud.	Casi vertical en la parte superior; en la parte inferior casi plano y con transición gradual.	Los flancos laterales muy bajos, grietas verticales. Las grietas generalmente divergen cuesta abajo.	Relativamente inalteradas. No hay rotación.	Compuesto generalmente de una o varias unidades inalteradas excepto por grietas de tensión. Las grietas presentan poco o ningún desplazamiento vertical.	Ni base, ni zona de levantamiento.	Deslizante sobre la superficie del terreno
De material húmedo: 1. Flujo de lodos	Suelo	Pocas grietas	La parte superior en forma dentada o de V, larga y angosta, lisa y comúnmente estriada	Inclinados, irregulares en la parte superior. Amontonamiento de material en la parte inferior de los flancos.	Puede no haber cabeza	De húmedo a muy húmedo; puede contener grandes bloques empacados de matriz de material fino. Líneas de flujo. Sigue las líneas de drenaje y puede dar vueltas pronunciadas muy largo comparado con el ancho	Ausencia de base o enterrada en los detritos (Restos del deterioro de rocas)	Extendido lateralmente en lóbulos. Cuando al pie se seca puede tener un escalón frontal de escasa altura
2. Flujo de tierra	Suelo	Puede haber algunas grietas	Cóncavo hacia el deslizamiento. En algunos casos es casi circular. El deslizamiento ocurre a través de un estrechamiento.	Curvos, lados empinados	Consiste comúnmente en un bloque hundido	Roto en muchos pedazos pequeños. Húmedo muestra la estructura del flujo.	No hay base	Extendido en lóbulos
3. Flujo de arena o liso	Suelo	Pocas grietas	Inclinado, cóncavo hacia el deslizamiento, puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella).	Frecuentemente los flancos convergen en la dirección del movimiento.	Generalmente bajo agua	El cuerpo se extiende como fluido	No hay base	Extendido en lóbulos.

3.2 METODOS DE CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Actualmente se dispone de varios métodos para determinar la estabilidad de los taludes. Estos métodos se clasifican en función de las fuerzas consideradas en el análisis, de la siguiente manera:

- Métodos Estáticos
- Métodos Dinámicos

3.2.1 METODOS ESTATICOS

La suposición básica de los métodos del equilibrio límite están basados en el criterio de falla de Coulomb, en el cual se asume una superficie de falla. La traza de esta superficie se asemeja a una línea recta, a un segmento circular, a una espiral logarítmica o a otra superficie irregular, según lo propongan los métodos.

Estos métodos consideran las fuerzas actuantes sobre un cuerpo libre del talud, lo que permite calcular la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, necesaria para mantener el equilibrio. Los métodos más confiables son aquellos que dividen el cuerpo libre en muchas partes verticales y consideran el equilibrio de cada una de ellas.

Como primera etapa se establece un mecanismo cinemático de falla y se analizan las fuerzas que lo producen (fuerzas motoras), como también las fuerzas que se desarrollan y que se oponen a que se produzca el mecanismo de falla (Fuerzas resistentes). Al evaluar estas fuerzas se hace una comparación para determinar la relación que guardan entre si los momentos generados por dichas fuerzas.

Actualmente se utiliza comúnmente el tipo de superficie de falla curva para el análisis de estabilidad de taludes.

Todos los procedimientos para analizar la estabilidad respecto a falla por rotación, en los que se considera una superficie de falla cilíndrica cuya traza con el plano considerado, es un arco de circunferencia, se comprende bajo el título genérico de "Métodos Suecos", debido a que la mayoría de estudios de fallas de los taludes fueron realizados por Ingenieros suecos¹⁶ entre estos métodos se mencionan los siguientes:

- a) METODO DE CASAGRANDE
- b) METODO DE FELLENIUS

¹⁶ Juárez Badillo, Mecánica de los Suelos. Tomo II. Pág. 270

3.2.1.A Método de A. Casagrande

Este método se puede aplicar a suelos "cohesivos" ($\phi = 0$; $C \neq 0$), para el caso de un talud homogéneo con el suelo de cimentación, donde la resistencia al esfuerzo cortante se expresa:

$$S = C$$

C: Parámetro de resistencia "cohesión"

Generalmente se aplica a laderas y taludes compuestos por arcillas blandas, donde la consolidación incrementa la resistencia con el tiempo, con el correspondiente factor de seguridad.

Se considera un arco de circunferencia, de centro O y radio R, como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano (Fig. 27)

Se considera que las fuerzas actuantes que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra son:

- El peso del área A, B, C, D, A.
- El peso de las sobrecargas que actúan en la corona del talud.

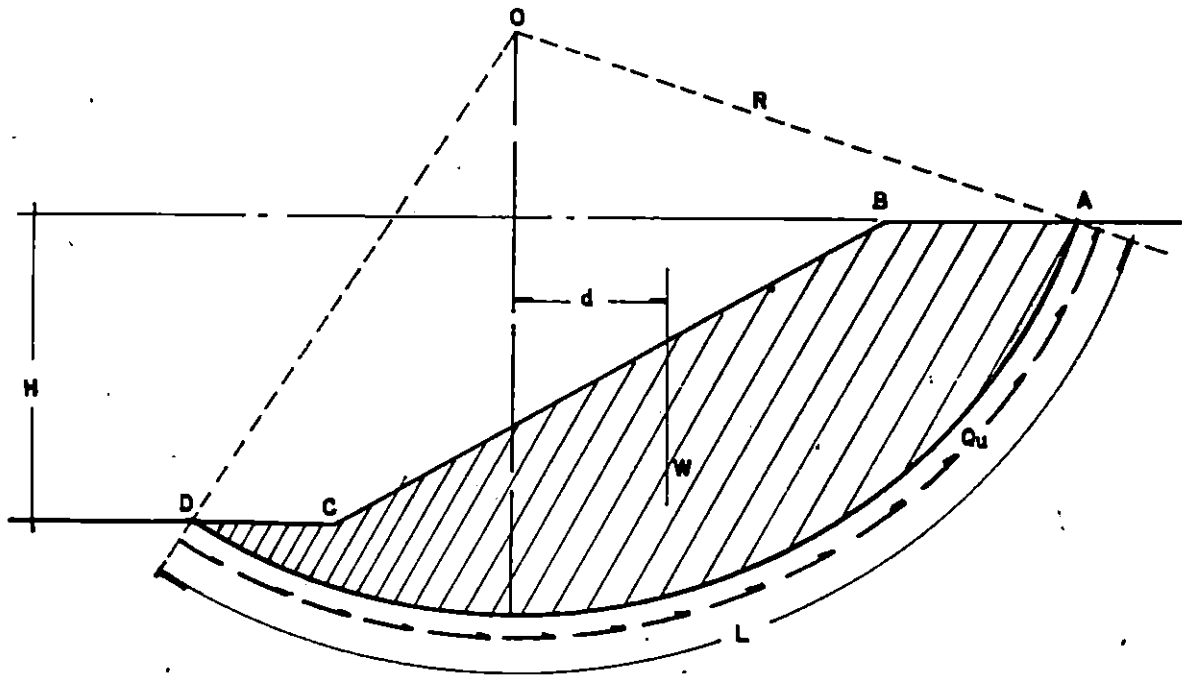


FIG. 27- PROCEDIMIENTO DE A. CASAGRANDE PARA LA APLICACION DEL METODO SUECO A UN TALUD PURAMENTE COHESIVO.

El momento que producen estas fuerzas con respecto a un eje normal que pasa por el centro O, en la que no se consideran sobrecargas se llama "Momento Motor" y se expresa así:

$$M_m = Wd$$

Mm : momento motor

W : peso masa deslizante

d : brazo de palanca con respecto a "O"

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra, son los efectos de cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta, los cuales generan un momento actuante denominado "Momento Resistente" y se expresa así:

$$M_r = C.L.R.$$

Mr. : Momento resistente

C : Cohesión

L : Longitud del arco de circunferencia

R : Radio del arco de circunferencia

En el instante de falla incipiente, el momento resistente es igual al momento motor, es decir:

100

$$M_m = M_r$$

en general

$$\Sigma W_d = C.L.R.$$

La relación de ambos momentos define el factor de seguridad F_s , así:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C.L.R.}{\Sigma W_d}$$

Según la experiencia¹⁷ se ha demostrado que se puede considerar un valor de 1.5 como un factor de seguridad para obtener una estabilidad razonable, por lo que debe cumplirse que:

$$F_s \geq 1.5$$

La superficie de falla escogida no garantiza que represente la condición más crítica del talud, ya que siempre existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar la superficie de falla. Como consecuencia el procedimiento se vuelve un método por tanteos, en el que se deberá escoger la superficie de falla, hasta que el valor del factor de seguridad sea mayor que 1.5.

¹⁷ Janikis, A.R. "Soil Mechanics", Pág. 69

3.2.1.B Método de Fellenius (Dovelas)

Este método sugerido por Fellenius en 1927, se aplica cuando la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo que conforme un talud presenta cohesión y fricción (Fig. 28a). El efecto puede considerarse como una combinación de fuerza de fricción y fuerzas de cohesión, de manera que se asume que las fuerzas de fricción se oponen a la tendencia de la masa de suelo a deslizarse.

También puede utilizarse para analizar la estabilidad de taludes, cuya masa deslizante está situada sobre el nivel freático, donde el análisis se efectúa considerando esfuerzos totales actuando en el suelo del talud. Estos esfuerzos son obtenidos por medio de ensayos de compresión triaxial rápida (sin consolidación ni drenaje) o a partir de pruebas equivalentes¹⁸. De esta manera, se formula la ley de resistencia al esfuerzo cortante:

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

donde: S = Ley de Resistencia al esfuerzo cortante

¹⁸ La Ingeniería de Suelos en vías terrestres, Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. Tomo I. Pág. 316

C	=	Cohesión
σ	=	Esfuerzo total aplicado
ϕ	=	Angulo de fricción interna del suelo

También, el análisis es efectuado considerando esfuerzos efectivos, obtenidos de una prueba triaxial (consolidada y sin drenaje), en la cual se miden las presiones de poro en el plano de falla. La Ley de Resistencia al Esfuerzo se formula así:

$$S = C' + \bar{\sigma} \tan \phi$$

$\bar{\sigma}$ = Esfuerzo efectivo aplicado

El método de análisis es semejante en los dos casos, excepto en la consideración de las fuerzas que actúan en cada segmento del Talud (dovela) en que se divide la masa deslizando, razón por la cual en el desarrollo de este método sólo se considerarán los esfuerzos totales.

Primeramente se propone un plano de falla circular, donde la parte de la sección transversal comprendida dentro de esta superficie de falla se denomina masa deslizando.

La masa deslizante se divide en un determinado número de elementos verticales y paralelos, de igual ancho (Fig. 28b) conocidas con el nombre de "dovelas", tomando en cuenta que, a mayor número, los resultados son más confiables.

Las fuerzas que actúan en cada dovela al igual que en todo el conjunto, deben estar en equilibrio (Fig. 28c).

Las fuerzas E y S, que actúan colateralmente, dependen de las características de esfuerzo deformación del suelo del talud, por lo que Fellenius, consideró en su hipótesis que el efecto resultante de las cuatro fuerzas laterales es nulo, y por lo tanto no ejercen ningún efecto en el análisis. Esta hipótesis considera que cada dovela actúa independientemente de las demás y que su peso es equilibrado por sus componentes normal y tangencial, N_i y T_i , respectivamente. El peso de cada dovela se considera aplicado en su centro de gravedad, trasladándose por una línea de acción, hasta la superficie circular de falla, donde actúa sobre el arco de círculo que constituye la base de la dovela, y puede descomponerse en sus proyecciones normales y tangenciales, N, T así: (Fig. 29)

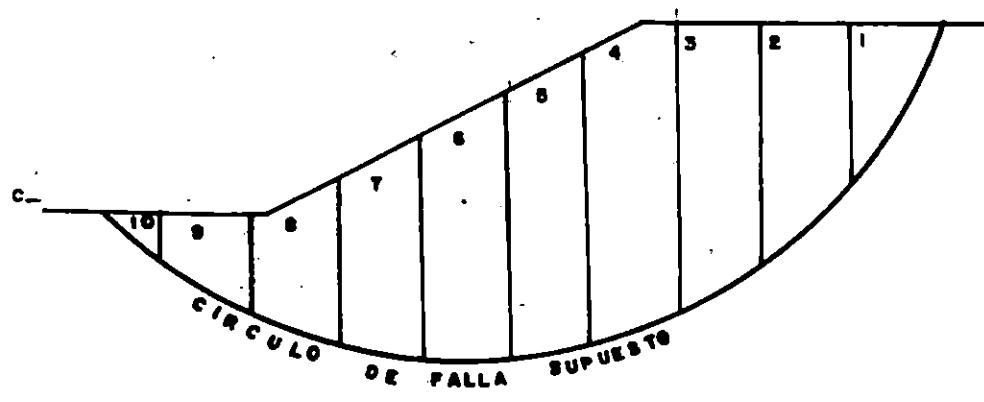
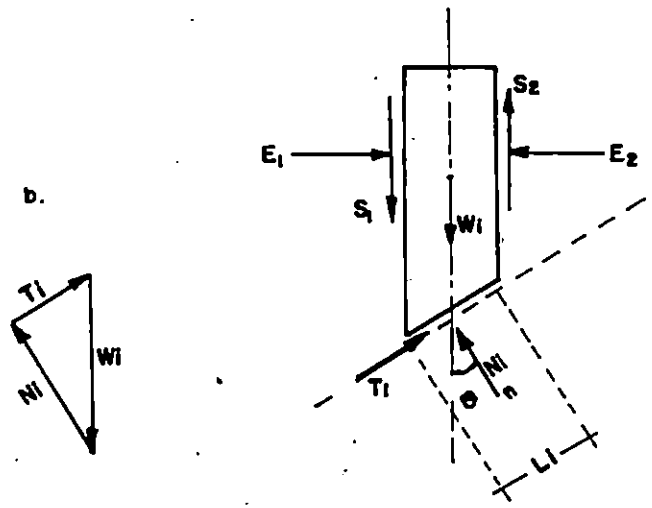
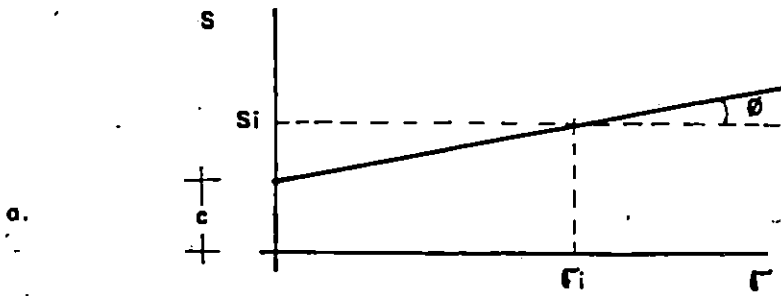


FIG. 28- METODO DE FELLENIUS (DOVELAS).

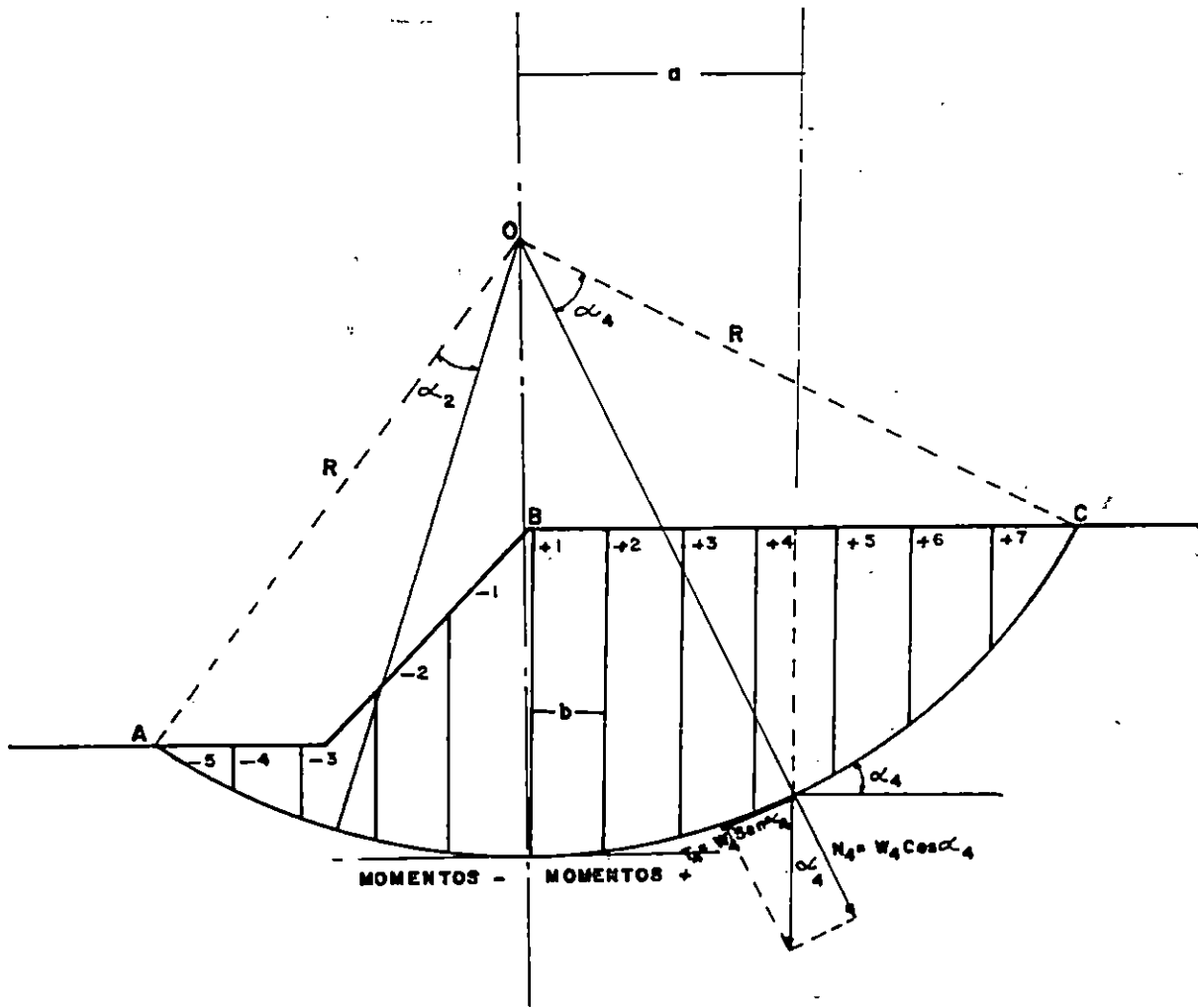


FIG. 29- METODO DE FELLENIUS (DOVELAS).

$$N = W \cos \alpha$$

$$T = W \operatorname{sen} \alpha$$

α : Angulo medido a partir de la vertical que pasa por el centro del círculo hasta la proyección del centro de la dovela.

El peso de cada dovela se calcula así:

$$W = V \cdot \gamma$$

$$W = A (1.0) \gamma$$

W = peso de la dovela

γ = peso específico del suelo considerado

A = Area de la dovela

V = Volumen de la dovela, donde se ha considerado una profundidad unitaria.

La suma algebraica de las fuerzas tangenciales, actuantes en todas las dovelas, tiende a deslizar la masa de tierra, a lo largo de la superficie de Falla, calculándose el momento con respecto al centro del círculo, al cual se denomina "Momento Motor", y se calcula como:

$$M_m = R \Sigma T$$

$$M_m = \text{Momento Motor}$$

$$R = \text{Radio del círculo de Falla analizado}$$

$$\Sigma T = \text{Suma algebraica de los componentes tangenciales de W.}$$

El momento resistente, dependerá del esfuerzo cortante que se desarrolla en la base de las dovelas y es calculado por la expresión:

$$M_r = R \cdot \Sigma s \cdot l$$

$$M_r = \text{Momento Resistente}$$

$$\Sigma s \cdot l = \text{Suma de los momentos debido a la resistencia cortante del suelo}$$

$$s = \text{esfuerzo cortante efectivo}$$

$$l = \text{longitud de arco de la dovela}$$

El factor de seguridad, F_s , se determina por medio de la relación de momentos:

$$F_s = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento Motor}} = \frac{M_r}{M_m}$$

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent data collection procedures and the use of advanced analytical techniques to derive meaningful insights from the data.

3. The third part of the document focuses on the implementation of data-driven decision-making processes. It discusses how data can be used to identify trends, forecast future performance, and optimize resource allocation across different departments and projects.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management and analysis. It identifies common pitfalls such as data silos, inconsistent data quality, and limited access to data, and provides strategies to overcome these challenges.

5. The fifth part of the document discusses the role of technology in data management and analysis. It explores the use of cloud-based storage solutions, data visualization tools, and artificial intelligence to enhance data processing capabilities and improve decision-making efficiency.

6. The sixth part of the document emphasizes the importance of data security and privacy. It outlines best practices for protecting sensitive data from unauthorized access and ensuring compliance with relevant regulations and standards.

7. The seventh part of the document discusses the future of data management and analysis. It highlights emerging trends such as big data, data lakes, and predictive analytics, and discusses how these technologies will shape the way organizations manage and analyze their data in the coming years.

8. The eighth part of the document provides a summary of the key findings and recommendations. It reiterates the importance of a data-driven approach and provides actionable steps for organizations to improve their data management and analysis practices.

9. The final part of the document includes a conclusion and a call to action. It encourages organizations to embrace a data-driven culture and to continuously invest in their data management and analysis capabilities to stay competitive in the digital age.

DOVELA	VOLUMEN	W	α	$N = W \cos \alpha$	$T = W \text{ Sen } \alpha$
1					
2					
3					
4					
.					
.					
.					
n					
				ΣN	ΣT

$$F_s = \frac{\text{Tan } \phi \Sigma N + C \frac{\pi R}{180} \phi}{\Sigma T}$$

R : Radio del círculo de falla analizado

C : Cohesión

ϕ : Angulo de fricción interna del suelo

ΣT : Suma algebraica de los componentes tangenciales de W

El valor del F_s deberá ser mayor de 1.5 para garantizar condiciones de estabilidad.

Este procedimiento consiste también en tanteos, en el cual se fijan varios círculos de Falla, calculando el F_s . para cada uno de ellos y determinar el más crítico.

ANALISIS DE TALUDES PARA SUELOS ESTRATIFICADOS

Es muy frecuente encontrar taludes conformados por diferentes estratos de suelos (Fig. 30).

La masa deslizante que corresponde a un círculo supuesto de falla es dividida en dovelas de manera que todas sus bases están apoyadas sobre un único estrato, con el fin de simplificar los cálculos. El peso de la dovela se obtiene por sumas parciales, multiplicando el área de la dovela que atraviesa cada estrato por su peso específico.

Los momentos motor y resistente se determinan como la suma de los calculados parcialmente, obteniéndose el Factor de seguridad correspondiente al círculo de falla elegido.

El cálculo del factor de seguridad se efectuara de la misma manera que el caso anterior.

3.2.2 Métodos Dinámicos

El diseño de estructuras de tierra capaces de resistir los efectos sísmicos, constituye un problema complejo.

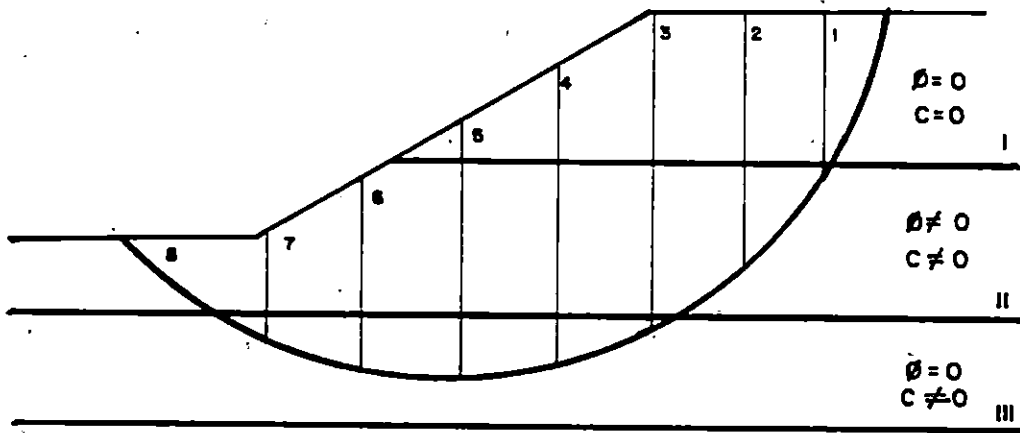


FIG. 30- APLICACION DEL METODO SUECO DE TALUDES EN SUELOS ESTRATIFICADOS.

1941 - 2011

... ..

... ..

... ..

... ..

Los desplazamientos de tierra durante los terremotos inducen grandes fuerzas de inercia en los rellenos, por lo que cualquier talud de un relleno estará sometido a fuerzas de inercia, siendo necesario determinar los efectos de estos esfuerzos debido a cargas muertas en la configuración del talud. Dichas fuerzas de inercia que actúan en ciertas zonas del relleno, pueden ser lo suficientemente grandes para disminuir el factor de seguridad a un valor menor que la unidad, durante breves períodos de tiempo.

Cuando cesan los movimientos de tierra que generan las fuerzas de inercia, ya no ocurren deformaciones posteriores, a menos que exista en una zona del relleno una marcada pérdida de resistencia del suelo.

Para estudiar la respuesta de los taludes y el conocimiento del comportamiento del material que lo constituye, durante cargas cíclicas se lleva a cabo el desarrollo de métodos para el estudio de la estabilidad de Taludes durante cargas sísmicas.

Los métodos de análisis dinámicos han sido ampliamente recomendados para taludes, los cuales al fallar pueden causar

pérdidas de vidas humanas o daños a otras estructuras, por lo que, el talud se diseñará, primero, por métodos convencionales, seguido de un análisis dinámico, para poder detectar cualquier deficiencia que exista en el análisis.

Existen diferentes métodos dinámicos para efectuar el cálculo de estabilidad de un talud, variando entre si los parámetros considerados para su evaluación. Algunos de ellos son bastante complejos debido a que toman características propias de los suelos como los son el Módulo de Torsión, Módulo de Poisson y Características de Amortización, y otros que necesitan de un historial sísmico para establecer el comportamiento de un talud ante la presencia de un efecto dinámico (sismo). Entre estos métodos tenemos:

- a) Método de A. Newmark (Método a desarrollar en este documento)
- b) Método de Seed y Martin
- c) Método de Seed - Lee - Idres

3.2.2.1 Método de A. Newmark

N.M. Newmark fue el primero que propuso los elementos básicos para evaluar las deformaciones potenciales de un talud

ocasionadas por sismos, considerando que cuando actúa una perturbación sísmica en la masa potencial de deslizamiento el talud comenzará a fallar en el momento en que las fuerzas de inercia sean lo suficientemente grandes para vencer la resistencia de cedencia en la superficie de falla.

La aceleración mínima del terremoto necesaria para iniciar los movimientos en la masa deslizante es llamada "aceleración de cedencia", y sus valores están en función de la geometría del talud, de los esfuerzos no drenados del material (resistencia disminuida debido a la agitación) y de la masa potencial de deslizamiento.

Para determinar la aceleración de cedencia, se eligen superficies críticas de falla, es decir, aquellas donde el factor de seguridad es unitario, para obtener el coeficiente sísmico, k_c , que define dicha condición.

El valor del coeficiente sísmico de cedencia, se obtiene así:

$$K_c = \frac{R (C.L. + \tan \phi \sum N - \sum W \operatorname{sen} \alpha)}{\sum W + R (\tan \phi \sum W \operatorname{sen} \alpha)}$$

$$K_c = \frac{R \left[\frac{C \pi \ominus R}{180} + \tan \phi \sum N - \sum W \text{ sen } \alpha \right]}{\sum W_y + R \tan \phi \sum W \text{ sen } \alpha}$$

$$K_c \geq 1.0$$

donde $A_c = K_c \cdot A_g$.

$A_g =$ Aceleración de la Gravedad (981 cm/s²)

DOVELA	W (ton)	Y (m)	W _y	α	T = W sen α	N = W Sen α
1						
2						
3						
4						
.						
.						
n						
			ΣW _y		ΣT	ΣN

CAPITULO IV
OBRAS DE PROTECCION PARA TALUDES

4.1 CONSIDERACIONES A TOMAR EN CUENTA PARA LA PREVENCION DE FALLAS

Muchos de los factores geotécnicos que definen el riesgo de falla son muy difíciles de detectar por medio de una exploración convencional. Ello ocurre con grietas, fisuras, discontinuidades pequeñas, superficies de falla previamente formadas, etc., para lo cual deberá emplearse técnicas de instrumentación de campo como auxiliares de la detección y aún de la prevención de fallas. (deformímetros, etc.)

Algunas fallas importantes se podrán prevenir con solo mantener presentes algunas consideraciones geológicas:

1. En cortes, siempre se debe procurar que el pie del talud permanezca tan "cargado" como sea posible; la descarga disminuye la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y rocas y libera los esfuerzos horizontales residuales, lo que expande los taludes.

2. . Cuanto menor sea el volumen de excavación para un corte y menos tendidos sus taludes, menor será la cantidad de agua que la estructura reciba en una lluvia, lo que origina el empleo de proyectos escalonados cuando los cortes son grandes.

3. . Existe la costumbre de construir cortes inicialmente con un talud más escarpado que el proyectado, el cual se afina al finalizar la excavación y proporcionar una inclinación final. Esto resulta ser inapropiado, pues el corte mantiene una estabilidad muy pobre durante un tiempo, lo cual da lugar al desarrollo de fallas, el someter a los suelos a esfuerzos excesivos, sobre todo cerca el coronamiento, abre grietas y fisuras y puede causar una degradación estructural muy perjudicial para su futura resistencia.

4.2 METODOS MECANICOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Es común el hecho de pensar que los suelos componentes de un talud no siempre se encuentran en condiciones satisfactorias para su conformación, sin correr el riesgo de que en el talud puedan ocurrir fallas. El proyectista de una urbanización debe tomar muy en cuenta la posibilidad de

prevenir antes de corregir, las fallas en un talud; esto se puede lograr utilizando cualesquiera de los métodos que a continuación se describen:

ABATIMIENTO DE TALUDES

Este es uno de los métodos para el mejoramiento de las condiciones de la estabilidad de los taludes. El abatir los taludes será una solución más eficiente cuando el suelo componente del talud sea de tipo friccionante, ya que el comportamiento de estos depende en gran medida del ángulo de fricción interna; aunque para inclinaciones menores de 53° la estabilidad es independiente del ángulo de inclinación del talud¹⁹.

Al tender un talud se deberá tener en cuenta que el talud abatido es muy diferente al talud original con todo lo que ello implica; por ejemplo: si al talud original se le había determinado un círculo de falla, al talud tendido o abatido se le tendrá que determinar su círculo de falla el cual diferirá del original y en consecuencia, el factor de seguridad no tendrá ningún sentido aplicado al talud ya que éste tendrá otro factor de seguridad.

¹⁹ La Ingeniería de suelos en vías terrestres, Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. Tomo 1.

A primera vista este método de estabilizar un talud parece ser el más indicado, aunque el proyectista de una urbanización debe tener en cuenta el área que ha de perderse al tender el talud, así como de lo práctico que esto resulte, es decir; los efectos económicos emanados del movimiento de volúmenes de tierra.

ESCALONAMIENTO DE TALUDES

Este método se basa en el hecho de que al escalonar el talud se hace funcionar a éste como una serie de taludes independientes de menor altura.

El escalonamiento en suelos con cohesión y fricción se hace con el fin de provocar un abatimiento del talud; la recolección de aguas es función secundaria, pero muy importante en funciones asignadas al escalonamiento.

El escalonamiento queda definido por el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos y por el ángulo de los taludes intermedios.

El que los taludes de los respectivos escalones sean paralelos o se construyan con inclinación variable dependerá mucho de la condición del material constitutivo.

Es importante la función que pueden cumplir los escalones para proteger el talud contra la erosión del agua superficial, pues reducen su velocidad; para ello es preciso que los escalones estén adecuadamente conformados, y la huella de estos tengan algún sistema de drenaje para desalojo rápido de las aguas. (Por ejemplo, talud de MOLSA, San Salvador).

Para el escalonamiento no existen reglas fijas de construcción ya que éste dependerá de cada caso en particular. En el caso de suelos con cohesión y fricción, el perfil de escalonamiento debe ser tal que se llegue a una inclinación razonable para todo el talud.

La altura y el ancho de los escalones, aparte de la condición anterior y del costo, muchas veces se deben fijar por las condiciones ya mencionadas de prevención contra la erosión superficial del agua y la detención de derrumbes. Es común que la huella de los escalones disminuya hacia arriba, lo mismo que su peralte.

EMPLEO DE MATERIALES ESTABILIZANTES

Un aspecto de esta solución es el de añadir al suelo alguna substancia que mejore sus características de resistencia. Las substancias que más se han añadido al suelo para el fin que se busca son cementos, asfaltos o sales químicas. Sin embargo, en la práctica estos procedimientos resultan caros, por lo que su uso es limitado.

En general se trata de añadir cementación artificial a los granos del suelo. Se ha dicho que estos métodos solo se pueden aplicar a suelos arenosos con diámetro efectivo de un décimo de milímetro como mínimo.

La mayor parte de los reportes que hay en la literatura sobre estas técnicas se refieren a tratamientos temporales.

El efecto de la inyección es desplazar el agua de las fisuras y rellenarlas con mortero de cemento, lo que forma un buen nexo de unión entre las partículas del suelo del talud.

EMPLEO DE VEGETACION

Este método es preventivo y correctivo en lo referente a fallas por erosión. Se acepta que la vegetación cumple dos funciones importantes; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia al suelo por el entramado de sus raíces.

Se aborda con mayor detalle esta forma de protección de taludes en el apartado referente a "Revestimientos Naturales" de este mismo trabajo.

EMPLEO DE MUROS DE RETENCION

Cuando un talud es en sí inestable, se ha recurrido con cierta frecuencia a su retención por medio de un muro. La solución, cuando se aplica con cuidado, es correcta, aunque, en general costosa.

Deberá cuidarse que la cimentación del muro quede bajo la zona de suelo movilizadada por la falla hipotética del talud, ya que puede darse el caso que el muro se movilice en conjunto con el suelo. Además deberá dotarse al muro en su paramento interno de filtros de material permeable, que canalicen las aguas hacia las salidas que se proyecten a través del muro.

En general, el muro de retención como elemento estabilizante constituye una estructura que por su complejidad amerita un estudio más detallado; el cual se aborda en otro capítulo de este mismo documento.

4.3 OBRAS DE PROTECCION PARA TALUDES

En la sección anterior se abordaron de manera general aquellos métodos de estabilización de taludes que son más utilizados en nuestro medio, aunque si bien es cierto, la efectividad de algunos de ellos es aceptable, es necesario realizar un diseño más detallado y no empírico, con el fin de determinar el comportamiento del talud y garantizar su estabilidad.

Es así como se hace referencia a aquellos mecanismos de protección de taludes cuya efectividad dentro de este campo es la más recomendable, como lo son la aplicación de la tierra armada y empleo de revestimientos artificiales, haciendo énfasis también en aquellos métodos empíricos más utilizados en nuestro medio, esto es, los revestimientos naturales.

4.3.1 Planificación de la Conservación del Suelo

El relieve terrestre es continuamente modificado por las acciones destructivas de los agentes atmosféricos, por lo que hay zonas que están mayormente sujetas a fenómenos erosivos.

La palabra EROSION se refiere a la pérdida de capas del terreno por falta de cohesión de las mismas, dicha pérdida afecta a las capas superficiales o profundas. Se debe distinguir entre una erosión "natural", debida a la acción del agua o del viento y que es parte de un proceso normal de evolución del suelo, y una erosión "acelerada", que se debe también a los agentes atmosféricos, pero más que todo a la acción del hombre, en la cual los fenómenos erosivos tienen un aspecto peligroso y representan un grave riesgo para la población e infraestructura de las urbanizaciones construidas o proyectadas en terrenos de topografía accidentadas.

La conservación del suelo depende de las medidas que se tomen en cuenta para poder proporcionar sistemas de drenaje y protección, que hagan que el suelo mantenga sus características específicas en cuanto a composición y estructura.

1940

1940

The following table shows the results of the survey conducted in the year 1940. The data is presented in two columns, corresponding to the years 1940 and 1940. The first column lists the various categories of the survey, and the second column provides the corresponding numerical values. The data is as follows:

Category	1940	1940
Category 1	120	130
Category 2	150	160
Category 3	180	190
Category 4	210	220
Category 5	240	250
Category 6	270	280
Category 7	300	310
Category 8	330	340
Category 9	360	370
Category 10	390	400
Category 11	420	430
Category 12	450	460
Category 13	480	490
Category 14	510	520
Category 15	540	550
Category 16	570	580
Category 17	600	610
Category 18	630	640
Category 19	660	670
Category 20	690	700
Category 21	720	730
Category 22	750	760
Category 23	780	790
Category 24	810	820
Category 25	840	850
Category 26	870	880
Category 27	900	910
Category 28	930	940
Category 29	960	970
Category 30	990	1000

4.3.2 Principales Problemas del Area

El uso irracional de los recursos naturales: agua, suelo, bosque, fauna silvestre, canteras, etc. incide negativamente en el desarrollo de la Región Metropolitana de San Salvador.

Los recursos naturales pueden ser utilizados irracionalmente si se deja que el hombre los aproveche atendiendo su interés particular. Esta es la situación que se presenta en el país con los recursos naturales debido a que no se han aplicado regulaciones efectivas de interés público, tendientes a utilizarlos racionalmente.

El uso de la tierra, frecuentemente es inadecuado, debido en parte a una deficiente legislación en materia urbana lo que provoca que se establezcan lotificaciones para viviendas en zonas inadecuadas (cerros de Mariona, poniente de San Salvador). Esta legislación no previó ni definió oportunamente el límite rural y el urbano. En el presente, el crecimiento urbano, avanza hacia todos los rumbos de la Región Metropolitana de San Salvador, a tal grado que los propietarios de fincas, en esta región, las han lotificado para construcción de viviendas, planteado con ello la necesidad posterior del Estado de extender servicios básicos de: electricidad, agua potable, alcantarillados, carreteras asfaltadas, etc.

4.3.3. Factores que Favorecen la Erosión

Son múltiples los factores que favorecen e incrementan la erosión, sin embargo, puede afirmarse que el hombre es el principal factor, al alterar las condiciones ecológicas del lugar ya sea por necesidad, por ignorancia, o por aplicar técnicas inadecuadas en el uso de los recursos naturales renovables (fig. 31).

Los factores que favorecen la erosión hídrica son: las lluvias (frecuencia e intensidad), el suelo, la pendiente (grado y longitud), el tipo de vegetación y por supuesto, el hombre.

a. El Hombre

Existen numerosos factores antrópicos que no sólo favorecen y aceleran los procesos de erosión, si no que limitan la aplicación de prácticas conservacionistas y de control.

Los principales son:

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
1887-1987
A CENTENNIAL HISTORY
OF THE UNIVERSITY OF CHICAGO
1887-1987

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
1887-1987
A CENTENNIAL HISTORY
OF THE UNIVERSITY OF CHICAGO
1887-1987

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
1887-1987
A CENTENNIAL HISTORY
OF THE UNIVERSITY OF CHICAGO
1887-1987

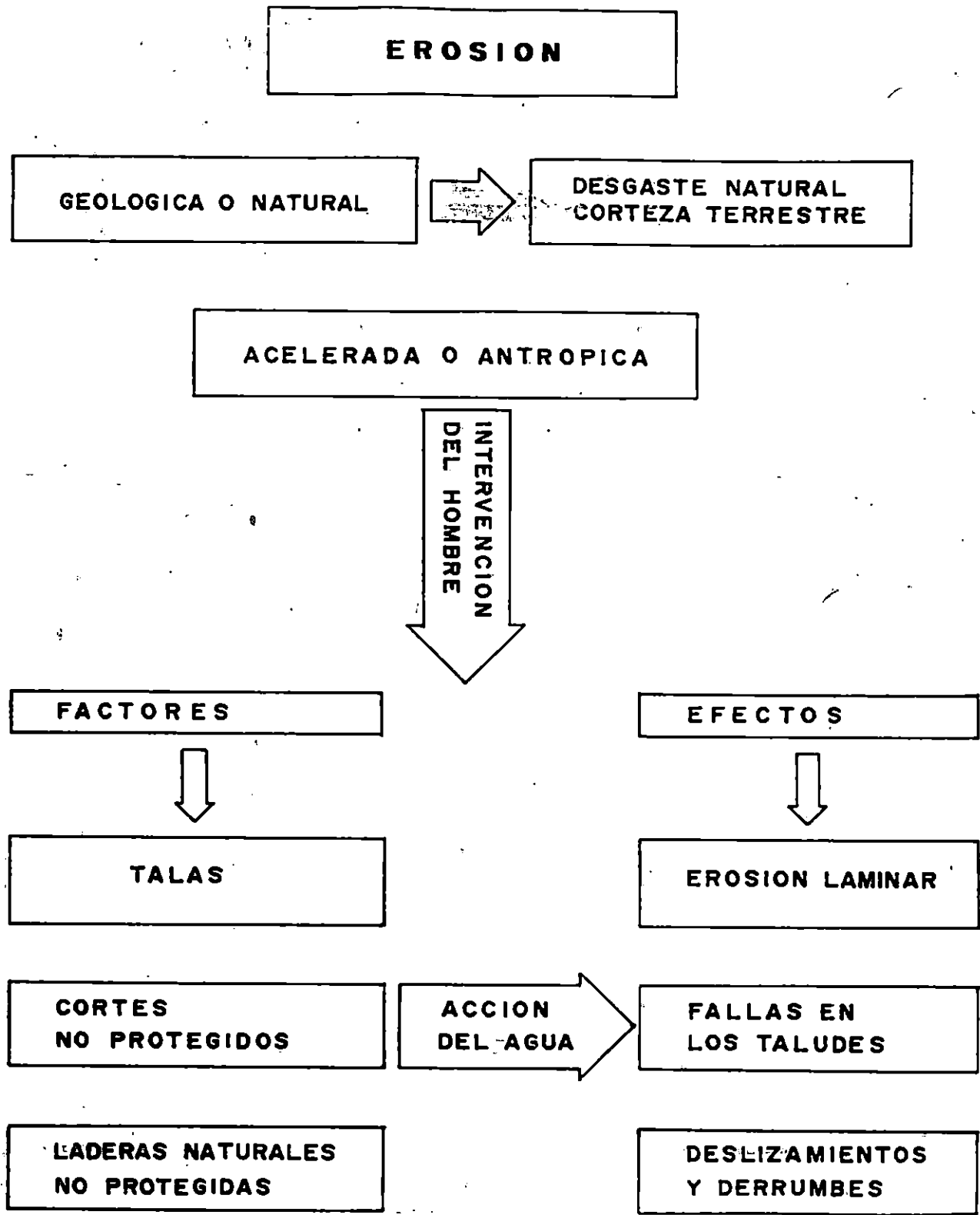


FIG. 31 - FACTORES Y EFECTOS DE LA EROSION DE LOS SUELOS.

- De tipo Social y Cultural

Actualmente en el país existen entidades no gubernamentales que velan por la conservación y mejoramiento del medio ambiente, por lo que al proyectar una urbanización deberá haber una interrelación entre dichas entidades, Instituciones Gubernamentales y las Empresas Constructoras, a fin de delimitar el área a urbanizar y tomar en cuenta todos aquellos requisitos indispensables que habrán de prestarse para la seguridad de la infraestructura a construir y de las personas que la habitarán. El problema es, que dichas medidas o requisitos no siempre son incluidas en los proyectos de urbanización, por lo que se debe concientizar a todas las empresas Urbanizadoras, de manera, que tomen en cuenta todos aquellos daños que puedan producirse sino se da la debida protección y conservación al espacio donde se urbanizará.

- De Tipo Económico

Muchas empresas Urbanizadoras por no incurrir en gastos adicionales, no toman en cuenta en la planificación de urbanizaciones, la aplicación de técnicas necesarias para evitar la erosión.

- **De Tipo Técnico**

Se asocia al factor económico, ya que por no invertir mucho dinero, se utilizan técnicas de Conservación de suelos poco apropiadas para las condiciones existentes.

b) **Tipo de Suelo**

Cada tipo de suelo tiene una estructura y comportamiento diferente y requiere un uso racional y un manejo adecuado para su conservación.

c) **Pendiente**

La Pendiente tiene dos factores principales que influyen en la erosión: La inclinación (grado) y la longitud. a medida que aumenta la inclinación, crece el peligro de erosión porque el agua corre más rápidamente por la superficie y disminuye el tiempo para infiltrarse. La longitud de la pendiente influye en la velocidad, energía y volumen del agua de escorrentía, lo cual aumenta su poder erosivo a medida que aumenta la longitud.

Ya que la inclinación de un terreno no se puede variar fácilmente, muchas de las prácticas de conservación buscan disminuir el volumen y la energía del agua de

escorrentía, acortando la longitud de la pendiente, o dividiéndola con zanjillas o canales.

d) Lluvias

La lluvia es el factor climático más importante que provoca el aumento de la erosión, ya que ejerce un efecto mecánico sobre los agregados del suelo debido al impacto de las gotas que desprenden las partículas y así son arrastrados fácilmente por el agua de escorrentía.

e) Vegetación

La vegetación tiene una gran importancia en la defensa contra la erosión, porque amortigua el golpe de las gotas de lluvia, forma hojarasca y raicillas que disminuyen la velocidad y fuerza del agua, retienen y amarran el suelo, y aportan materia orgánica.

Los tallos ofrecen un obstáculo al agua superficial y disminuyen su velocidad, las raíces forman una red interna que amarra las partículas del suelo. En general, cuanto más tupida sea la vegetación, mejor defendido estará el suelo.

4.3.4 Efectos de la Erosión

DESLIZAMIENTOS Y DERRUMBES

Son movimientos hacia abajo, según el gradiente de gravedad, de masas de terreno, hasta encontrar un nuevo equilibrio dinámico. Según el tipo de movimiento, la profundidad de la capa de terreno que se desplaza y la cantidad de agua que acompaña al desprendimiento de las masas de tierra, se distingue el deslizamiento más superficial, del derrumbe.

Los terrenos donde los suelos son bien conservados, es decir los terrenos no erosionados, difícilmente son sujetos a derrumbes y deslizamientos; al contrario de un terreno con pendiente y erosionado, potencialmente peligroso, donde estos fenómenos se desencadenan cuando interviene una causa eficiente ocasional, por ejemplo, lluvias abundantes.

Algunas de las causas primordiales de derrumbes y deslizamientos producto de los efectos de la erosión son:

- Incoherencia de las capas superficiales del suelo
- Presencia de grietas en el relieve

Otras causas primordiales son acciones directas del hombre:

- Material derivado por tala de árboles dejado en el relieve.
- Construcción de urbanizaciones en zonas erosionadas, dejando cortes de terreno que no ha sido bien tratados

Las causas ocasionales que desencadenan derrumbes y deslizamientos en zonas erosionadas son, generalmente, de origen natural:

- Lluvias de alta intensidad y/o de larga duración: que causan una sobrecarga de agua que aumenta el peso de las capas superiores del suelo.
- Transmisión de ondas sísmicas.
- Grandes variaciones de temperatura que causan ruptura de las rocas.
- Erosión Eólica (debido al viento), que causa la remoción de capas de suelo.

Las consecuencias de deslizamientos y derrumbes son:

- Pérdida de vidas humanas
- Destrucción de viviendas e infraestructuras

Los efectos de la erosión, a veces, tardan en manifestarse, dependiendo de las características físicas del suelo, del régimen de lluvia, de la presencia de ondas de origen sísmico, etc. Sin embargo, tarde o temprano, la erosión manifiesta consecuencias negativas, aún cuando no provoque movimientos de tierra, como deslizamientos.

4.3.5 Conservación de Suelos en Proyectos de Ingeniería Civil

Las diferentes formas de conservación utilizadas, se pueden clasificar en prácticas CULTURALES y métodos mecánicos.

Prácticas Culturales:

Son aquellas que buscan la protección de los suelos por medio del manejo de sistemas vegetales con el fin de evitar que el suelo sea erosionado. Estos sistemas vegetativos, se utilizan seccionadamente (barreras vivas) o expandiéndolos totalmente en el área a proteger (cobertura vegetal). Las coberturas Vegetales y Barreras Vivas, disminuyen la velocidad y la energía del agua de escorrentía, aumentan la infiltración y disminuyen el arrastre del suelo.

Métodos Mecánicos

Se refiere a la utilización de obras de ingeniería, como es el empleo de tierra armada o métodos de revestimiento artificial.

Una forma de conservación debe obedecer a condiciones específicas y no adoptarse masalmente. Además, un método por sí solo no resuelve los problemas de la erosión y debe combinarse adecuadamente con otros, ya que su eficiencia es variable. La eficiencia esta relacionada directamente con la susceptibilidad del suelo o erodarse, ya que puede anularse esta eficiencia en suelos altamente susceptibles y de pendientes pronunciadas.

4.3.5.1. Revestimientos Naturales

COBERTURAS VEGETALES

Es la práctica de conservación de mayor eficiencia ($E_{\max} = 95\%$)²⁰ en cuanto a protección del suelo contra la erosión, se refiere y consiste en mantener una cubierta densa (al menos el 70% de la superficie del suelo) y permanente de plantas que tengan sistemas radicales superficiales, o raíces profundas no fasciculadas.

²⁰ Gómez A. Curso de Conservación de Suelos. Cenicafé, Chinchina (Colombia), 1971.

Para seleccionar el tipo de cobertura vegetal que se vaya a aplicar es necesario considerar los siguientes efectos del mismo.

- a) Reducción del impacto de las gotas de lluvia que caen como resultado de la intercepción de la precipitación pluvial.
- b) Deposición de sedimentos producida por una reducción en la velocidad de flujo.
- c) Mayor capacidad de infiltración como resultado de la abertura del suelo debida al crecimiento de las raíces.
- d) Mayor estabilidad estructural como conservancia del aumento en el contenido de materia orgánica del suelo.
- e) Menor escorrentía sobre el suelo cubierto de vegetación.

Las coberturas amortiguan el impacto de las gotas de lluvia sobre el suelo y forman una superficie rugosa que disminuye la velocidad del agua de escorrentía.

Las raicillas de la cobertura amarran el suelo, aumentan su porosidad y mejoran las condiciones de estabilidad y la relación aire-agua del suelo, ya que las plantas herbáceas detienen con su aparato radical, las capas más superficiales del mismo.

Entre las plantas que se utilizan para coberturas, están:

- Zacate Jaragüa El zacate Jaragüa es una planta herbácea, que por su aparato radical, puede detener las capas superficiales del suelo.

- Zacate Elefante (Conocido como Zacate Costa Rica, Zacate Nupier y KingGrass). Se siembra en hileras siguiendo las curvas de nivel del terreno en ángulo recto respecto a la pendiente, tomando en cuenta los desniveles.

GRAMA

Generalmente son utilizadas dos tipos de gramas:

GRAMA SAN AGUSTIN

Es una clase de grama bastante fina y su utilización se requiere cuando se desea revestir un talud que presente un ornato excelente al lugar. El proceso de sembrado se realiza por medio de hileras. Cuando se desarrolla completamente, el

área es cubierta en una forma bastante densa, lo cual no permite que las gotas de lluvia caigan violentamente al suelo. Además, por su mismo sistema de siembra, hace que se origine una estructura natural de raíces que hace que el agua que desciende desde las partes más altas pierda velocidad, evitando así el arrastre de partículas.

GRAMA NATURAL .

Esta clase de grama se utiliza para cualquier tipo de revestimiento de taludes cuando su función sea exclusivamente el evitar la erosión, se siembra en maquetas. Por su misma reproducción no se desarrolla densamente, como la grama San Agustín pero sí tiene la misma función en cuanto a contrarrestar los efectos erosivos provocados por el agua, aunque da más libertad de que la escorrentía superficial adquiera velocidades más altas, por lo que deberá darse un mantenimiento para evitar el Arrastre de Partículas:

Ambos tipos de Gramas se pueden utilizar en combinación con algunos arbustos, cuando las pendientes de los taludes son bastante fuertes, o colocando en el cuerpo de los taludes canaletas de recogimiento de agua.

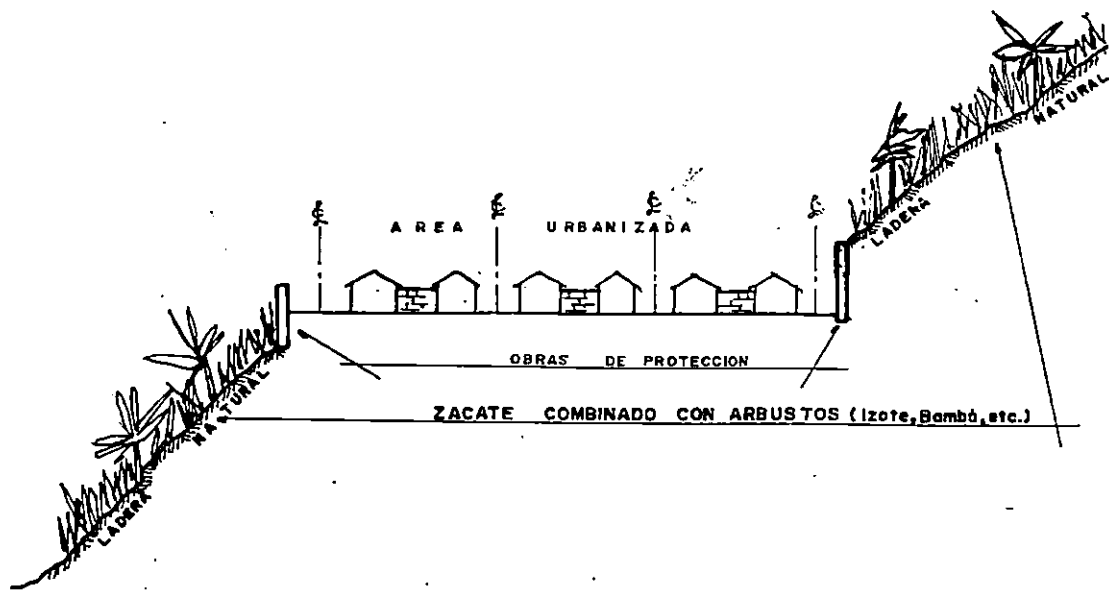
Para efectos de protección de taludes en proyectos de urbanización se hará una diferenciación de los diferentes tipos de coberturas vegetales a utilizar dependiendo de las características propias del lugar en el cual se ubiquen estos.

Las clases de Zcates, mencionadas anteriormente, serán utilizados para dar protección a laderas naturales, colindantes con el Area Urbanizada o a urbanizar (fig. 32a). El empleo en laderas se efectúa por razones propias de su formación natural ya que las hojas de estos tipos de zacate alcanzan alturas considerables y el dar un mantenimiento resultaría costoso e inconveniente.

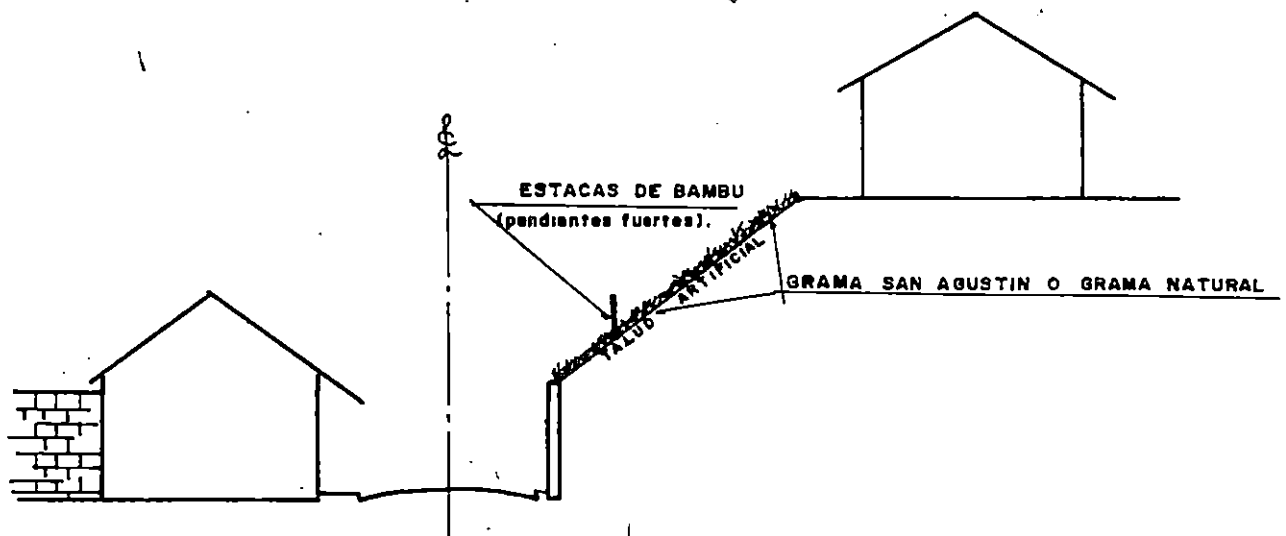
En taludes artificiales conformados dentro de una urbanización se hace uso de la grama, para efectuar el revestimiento, ya que su empleo permite facilidad para su mantenimiento y da estética y ornato (fig. 32b)

BARRERAS VIVAS

Las barreras vivas son hileras de plantas perennes y de crecimiento denso, sembradas a través de la pendiente del terreno, en contorno o curvas a nivel.



a. Revestimiento de laderas naturales
(empleo de zacates y arbustos).



b. Revestimientos de taludes
(empleo de gramas).

FIG. 32- EMPLEO DE REVESTIMIENTOS NATURALES.

Las barreras vivas, reducen la velocidad y energía del agua de escorrentía, y retienen el suelo arrastrado. El distanciamiento entre plantas en la barrera depende de la especie a usar y el tipo de barrera viva que se utiliza (ya sea simple, doble o triple) y de la susceptibilidad a la erosión que el suelo presente. Así, en los bordes de los derrumbes y barrancos (y aún dentro de los mismos), se recomienda establecer barreras vivas, dobles o triples.

Ejemplos de barreras vivas, tenemos:

- **SIEMBRA POR BROTONES.** Se cortan estacas de unos 50 cm. de largo, de árboles en buenas condiciones (madre cacao, etc.). Las estacas se siembran a una profundidad de 15 cm
- **BAMBU.** El material a sembrar son estacas, que se deben sembrar a más tardar, tres días después de haberlas cortado de una planta bien desarrollada.

Las estacas se siembran según curvas de nivel; hay dos formas de sembrarlas:

SIEMBRA VERTICAL: Se cortan estacas de bambú de 1 metro de largo y se siembran verticalmente, enterrándolas a 10 cms. de profundidad.

Se siembra en filas distanciadas 1 metro, poniendo las estacas a una distancia de 15 cm. entre sí a lo largo de la fila. Se obtiene un buen resultado cuando pegan el 15-25% de las estacas sembradas.

SIEMBRA EN HORIZONTAL: Se cortan estacas de 1 metro de largo y se siembran horizontalmente, a una profundidad de 5 cm. También en este caso la siembra se hace según curvas de nivel, en filas distanciadas 1 metro; y a lo largo de las filas se dejan 10 cm. entre las estacas.

IZOTE: Se cortan estacas apicales de unos 50 cms. de largo, quitándoles las hojas en la mitad, inferior. Se siembran a una profundidad de 15 cms.

Como para el bambú, el izote se siembra según las curvas de nivel, en filas distanciadas 1 metro, entre sí, a una distancia de 15 cm. entre las plantas de la misma fila.

Las barreras vivas ofrecen una eficiencia máxima de 60%, y deben tener el carácter de complementarias, combinadas con otras prácticas de conservación de taludes como las coberturas vegetales.

- **Sistemas Mixtos**

Las Coberturas vegetales se pueden combinar con las barreras vivas, obteniendo sistemas mixtos, más efectivos, aunque menos sencillos de realizar y manejar.

El zacate Jaragüa es una planta que se puede cultivar en sistemas mixtos con bambú o zacate Elefante; el Jaragüa ayuda a consolidar las capas superiores del suelo, mientras que las otras plantas detienen fenómenos erosivos en las capas más profundas. A continuación se dan algunos ejemplos de sistemas mixtos, los cuales no se toman como regla, ya que estos pueden variar según la pendiente y las condiciones del suelo:

BAMBU-JARAGUA: Se siembran las estacas de bambú en filas distanciadas 1 metro entre sí, sembrando entre las filas zacate Jaragüa al voleo. La distancia entre las estacas de bambú serán las acostumbradas en el caso de la plantación de solo bambú.

② → **ZACATE ELEFANTE-JARAGUA:** En caso de pendiente fuerte se puede sembrar el Zacate Elefante en dobles filas distanciadas 10 cms. entre sí.

Entre cada pareja de surco se dejan 50 cms., donde se siembra al voleo el zacate Jaragúa.

4.3.5.2 Métodos Mecánicos

TIERRA ARMADA

En épocas relativamente recientes ha aparecido un nuevo sistema para utilizar la tierra como elemento de construcción.

Por su similitud con la forma de trabajo en conjunto entre el concreto y su acero de refuerzo, este sistema ha recibido el nombre de TIERRA ARMADA, y aunque no es muy utilizada en el país, se cree conveniente incorporarla en este documento.

Henry Vidal, introductor de la tierra armada, creó su idea basándose en las siguientes observaciones:

- Suelos arenosos encerrados dentro de simples sacos de henequén, podían resistir el peso de varios hombres, sin mostrar signos de falla.
- Terraplenes de suelos granulares con ángulos escarpados se volvían estables al adicionárseles capas horizontales de ramas o estacas de pino.
- Las porciones de suelo enraizados adyacentes a los árboles se mantenían más estables que la zona donde no existían raíces.

De lo anterior se dice que la Tierra Armada o Reforzada consiste en una pared que confina un relleno de suelo compactado, reforzado con delgadas bandas metálicas²¹

Desde el punto de vista técnico el método se conceptualiza de la manera siguiente:

"La Tierra Armada es un material compuesto, formado por la asociación de tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas de tensión. El refuerzo de tales tiras da al conjunto una resistencia a tensión de la que el suelo carece en sí mismo y su misión es introducir por rozamiento una cohesión anisotrópica en la masa de tierra".

²¹ 101 Uses for earth Reinforcement-Civil Engineering ASCE January 1979

La tierra transmite a las armaduras por rozamiento, los esfuerzos que se desarrollan en la masa, poniendo así en tracción dichos elementos de refuerzo. Todo ocurre como si la tierra tuviera en la dirección de las armaduras una cohesión cuyo valor es directamente proporcional a la fracción de las armaduras.²²

MATERIALES QUE COMPONEN LA TIERRA ARMADA

Como elemento estructural la tierra armada está compuesta por los siguientes materiales (fig. 33):

1. Armaduras o refuerzo
2. Tierra
3. Pieles o Paramento de la fachada

ARMADURAS

Son elementos lineales, flexibles con un buen coeficiente de rozamiento y se fabrican para resistir la corrosión.

Son hechas de acero galvanizado a partir del 3 mm. de espesor, pero se piensa utilizar armaduras de acero inoxidable de 1.5 mm. de espesor.

²² La Tierra Armada-Jacques Deschamps, Ing. E.T.P. - E.C.E. Paris. La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres, Vol. 1, pág. 266. Alfonso Rico y Hermilio Del Castillo.

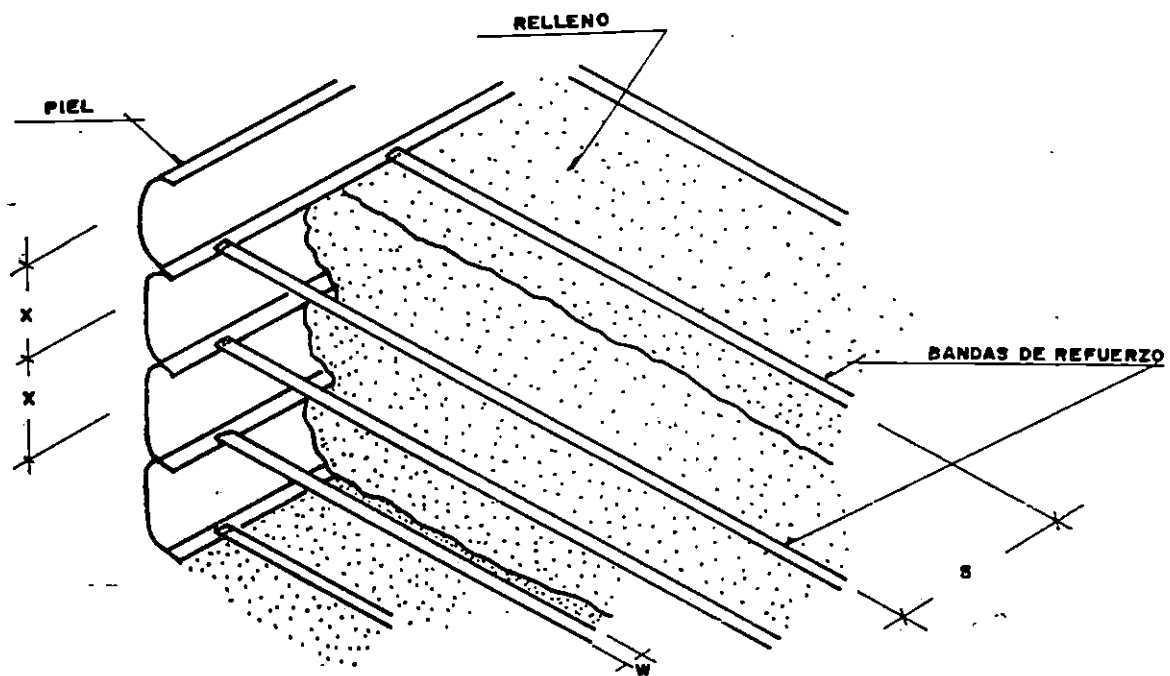


FIG. 33- ELEMENTOS COMPONENTES DE LA TIERRA REFORZADA.

Debido a que su peso unitario es muy pequeño, el manejo y colocación es una tarea fácil y rápida.

Los refuerzos (cuya longitud y anchura viene determinado por el cálculo del proyecto), se fijan a los elementos de piel por tornillos de alta resistencia debidamente protegidos contra la corrosión.

TIERRA

La efectividad del rozamiento requiere el empleo de tierras de tipo granular, ya que las de tipo cohesivas dificultan la aplicación de las leyes de rozamiento y sobre todo la constancia de estas leyes en función de la variación de la humedad.

Para la utilización de las armaduras se deben admitir todos aquellos suelos que cumplan con ciertas normas granulométricas especificadas, en caso de no cumplirlas es preciso realizar ensayos para determinar el coeficiente de rozamiento Tierra - Armadura, necesario para que el método funcione.

PIELES

Un paramento vertical es perfectamente estable, cuando todos los granos de tierra están en contacto con las armaduras, pero en realidad eso no es así ya que muchos granos no lo están, por lo que es necesario utilizar una PIEL para contener estos granos en el borde exterior del macizo entre las capas de armaduras.

La cualidad esencial que debe tener la piel es el conservar una gran flexibilidad para permitir todos los movimientos que puedan producirse durante la construcción de una estructura de tierra armada sin producir en ella ningún punto rígido.

Además debe poseer una gran resistencia a la corrosión y dar protección a la estructura contra choques externos y abrasiones.

Existen dos tipos de pieles:

- Metálicas
- Paneles prefabricados de concreto

PIELES METALICAS

Está constituida por un perfil elíptico semi-abierto, laminado en frío con un peralte de 333mm. y provisto de un gancho de 180° para permitir el enganche de los elementos uno sobre otros. (fig. 34).

Estos elementos de piel tienen normalmente una longitud de 10 m y pesan 117 kilogramos, y se emplean para alturas superiores a los 15 metros, o bien en los casos donde se prevén movimientos importantes, por ejemplo en zonas propensas a deslizamientos.

PIEL DE PANELES PREFABRICADOS DE CONCRETO

El elemento de piel está constituido por escamas, generalmente de 1.50 x 1.50 metros en forma de cruz y de un espesor de 18 a 22 cms. en función de la altura del relleno de tierra y permite una flexibilidad longitudinal y transversal, montándose en forma de un machihembrado por medio de clavijas macho y hembra situadas en los bordes laterales del elemento. Cada panel pesa aproximadamente 1 tonelada por lo que su manipulación y colocación se lleva a cabo por medio de una grúa móvil.

La articulación entre paneles permite construir muros en curva sin tener que recurrir a elementos especiales (radios de 20 a 30 metros). (fig. 35).

PRINCIPIOS EN LOS CUALES SE FUNDAMENTA EL METODO

CARACTERISTICAS DEL SUELO

La efectividad de las fuerzas de roce requiere preferiblemente del empleo de suelos granulares. El buen funcionamiento de una estructura de retención de tierra, dependerá de que el material utilizado para relleno tenga alta capacidad de drenaje, con el objeto de evitar cargas adicionales, sobre la estructura, producto de las presiones hidrostáticas generadas por agua retenida dentro de la masa de tierra.

También debe existir en el conjunto de elementos que constituyen el relleno, la estabilidad de su volumen, de manera que no se produzcan cambios que puedan influir con su funcionamiento y a la vez con la utilización de la obra.

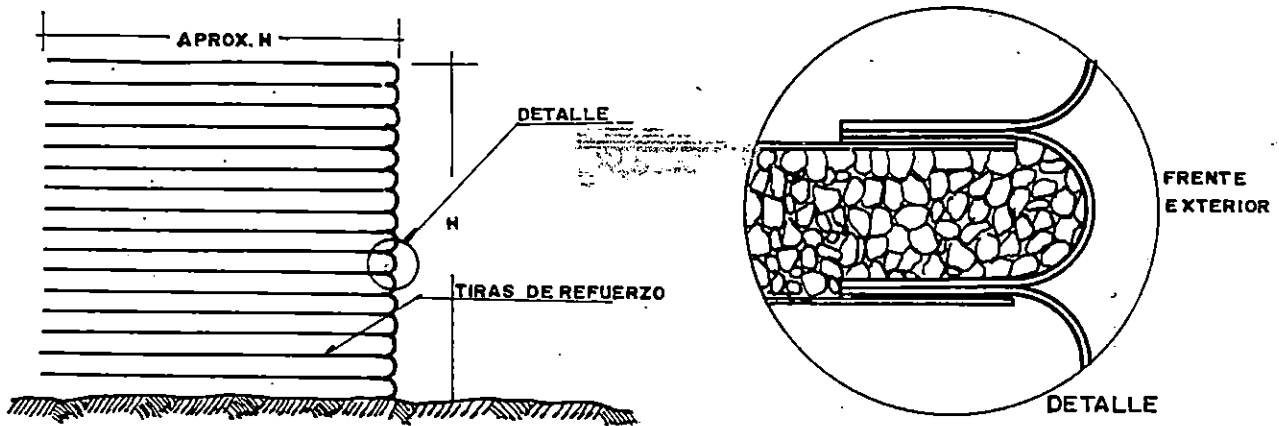


FIG. 34 - PIEL METALICA DE FORMA ELIPTICA SEMI-ABIERTA.

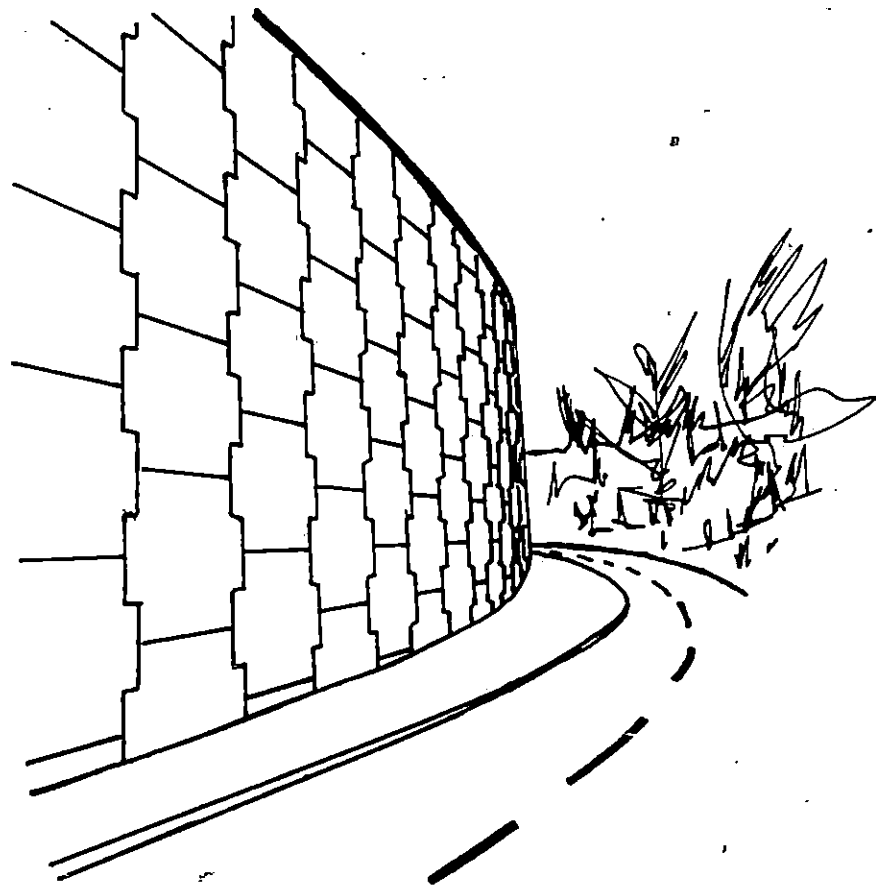


FIG. 35 - PIEL DE PANELES PREFABRICADOS DE CONCRETO.

De lo anterior, se puede deducir, que los suelos menos apropiados para construir los rellenos son los cohesivos, debido a sus características:

- alta expansibilidad
- Baja Compresibilidad
- Bajo grado de permeabilidad o drenaje lento.

El tipo de suelo friccionante es recomendado para actuar bajo fuerzas de rozamiento, además su volumen no varía mucho y posee alta permeabilidad, por lo que este tipo de material es el que será utilizado en la construcción de una estructura de tierra Armada. Los factores más importantes a considerar en suelos friccionantes son:

- Peso Volumétrico del suelo.
- Angulo de fricción interna del suelo.

PESO VOLUMETRICO DEL SUELO (γ)

Varía considerablemente dependiendo del tipo de suelo, textura, porosidad, densidad, etc.

El peso volumétrico del suelo oscila desde 1600 kg/m³ hasta cerca de 2000 kg/m³, siendo mayor en su estado natural o intacto que en su condición alterada.

El peso volumétrico del suelo se define como la relación entre el peso y el volumen de una muestra dada.

ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO (ϕ)

El ángulo de fricción interna, define el efecto de fricción entre partícula y partícula de una muestra de suelo dada y varía relativamente poco entre partículas de diferentes tamaños de los diversos materiales que componen los suelos granulares reales.

Su valor depende de la compacidad del material y de la forma de sus granos, que desarrollarán mayor fricción cuanto mas vivas o menos redondeadas sean sus aristas.

FUERZAS DE ROZAMIENTO

Cuando la superficie de un cuerpo desliza sobre la de otro, ambos desarrollan fuerzas de rozamiento entre sí, cuyas direcciones son paralelas a la superficie de contacto.

La fuerza de rozamiento sobre un cuerpo está en sentido opuesto a su movimiento y a la vez, se opone a su movimiento.

Aun cuando no exista el movimiento relativo entre dos superficies, las fuerzas de rozamiento existen, recibiendo el nombre de fuerzas de rozamiento estático, las cuales actúan entre los elementos que se encuentran en reposo, uno con respecto a otro, y son estas fuerzas las que se desarrollan entre los elementos estructurales de la tierra reforzada (suelo y bandas metálicas).

Para la determinación de las fuerzas de rozamiento es necesario conocer el ángulo de rozamiento entre las bandas y el suelo, la fuerza normal existente sobre la superficie.

$$F_r = N \tan \phi$$

F_r : Fuerza de Rozamiento

N : Fuerza Normal a la superficie de contacto

FUNDAMENTOS DEL COMPORTAMIENTO

El comportamiento de una estructura implica el conjunto de conocimientos científicos que permite predecir con cierta

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support effective decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data security and privacy. It stresses the importance of implementing robust security measures to protect sensitive information from unauthorized access and breaches.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It reiterates the importance of a data-driven approach and provides actionable steps for organizations to enhance their data management practices.

seguridad cómo se comportará una estructura de forma y dimensiones dadas cuando esté sometida a fuerzas u otras influencias mecánicas.

Las proposiciones fundamentales en que se basa la mecánica de la tierra armada son:

- a) Las fuerzas internas en cualquier sección de un elemento, están en equilibrio con los efectos de las cargas exteriores que sobre ella actúan.
- b) Se supone que existe un perfecto enlace entre las armaduras y el macizo de tierra, de tal forma que no puedan ocurrir deslizamientos entre ambos materiales.
- c) Las secciones transversales se mantienen iguales después de haber sido sometidas a la acción de cargas.

Estas hipótesis dan un comportamiento aproximado de la tierra armada.

FUNCIONES ESTRUCTURALES DE LOS ELEMENTOS COMPONENTES DE LA TIERRA ARMADA

ARMADURAS

Su función es la de soportar o absorber los esfuerzos generados por las presiones existentes en la masa de tierra. Estas fuerzas son transmitidas a las armaduras como fuerzas de rozamiento induciendo una tracción en ellas capaz de mantener a la estructura en equilibrio.

PIELES

Las pieles o paramento de la tierra reforzada carece de función estructural, limitándose a conformar una pared flexible, que impide el escape del material de relleno y permita a la vez un drenaje libre, para el buen funcionamiento de la estructura.

TIERRA

Tiene como función estructural la transmisión de los esfuerzos provocados por el peso propio del relleno, representados por los empujes laterales desarrollados en él y que son absorbidos por las bandas metálicas de refuerzo.

ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA TIERRA ARMADA

Henry Vidal, en sus primeros trabajos (1966 - 1969), identificó y explicó el mecanismo fundamental de la tierra Armada, en los cuales señaló que: el suelo sin refuerzo obedece al criterio de falla de Mohr-Coulomb, que para suelos granulares está definida por dos envolventes de falla lineales inclinadas a $+\phi$ y $-\phi$ de los esfuerzos normales del eje. (fig. 36).

Si un suelo es cargado por un esfuerzo vertical σ_1 , entonces para un suelo que no ha fallado, deberá existir un esfuerzo lateral de confinamiento actuando sobre él (σ_3). si la presión de confinamiento aplicada externamente σ_3 se reduce a cero, bajo la acción de σ_1 , entonces el círculo de esfuerzos mostrado por la línea punteada (fig. 36), caería fuera de al envolvente Mohr-Coulomb indicando así la falla en el suelo.

Si se aplicara un esfuerzo normal σ_1 incrementándose constantemente, se darán movimientos laterales inducidos en el suelo que generan fuerzas friccionantes entre el suelo y el refuerzo. Por la acción de la carga el elemento de suelo reforzado induce una fuerza de tensión en el refuerzo, así como también un esfuerzo de compresión lateral que se genera en el suelo.

1947

1948

1949

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

1958

1959

1960

1961

1962

1963

1964

1965

1966

1967

1968

1969

1970

1971

1972

1973

El refuerzo ayudará al suelo a resistir las expansiones laterales, interpretándose este efecto como esfuerzo intrínseco, movilizado completamente cuando el suelo alcanza un estado de equilibrio plástico (definido en la teoría de Rankine), esto es cuando σ_3 es igual a $k_a \sigma_1$

Todos estos elementos llevan al suelo a comportarse como un suelo poseedor de cohesión aparente, aún en el caso de utilizar suelos granulares.

El concepto de cohesión aparente se logró principalmente por medio de ensayos, en donde las gráficas de las envolventes de falla para arena reforzada y no-reforzada fueron paralelas, demostrando tener el mismo ángulo de fricción interna. Figura 37.

Del gráfico se afirma que el esfuerzo adicional soportado por la muestra reforzada, puede ser representado por una cohesión anisotrópica C' .

$$C' = \frac{\sigma_r \sqrt{N \phi}}{2} = \frac{\sigma_r \sqrt{K_p}}{2}$$

Una vez conocido el comportamiento de un suelo reforzado con bandas dispuestas horizontalmente, se detectaron los tipos

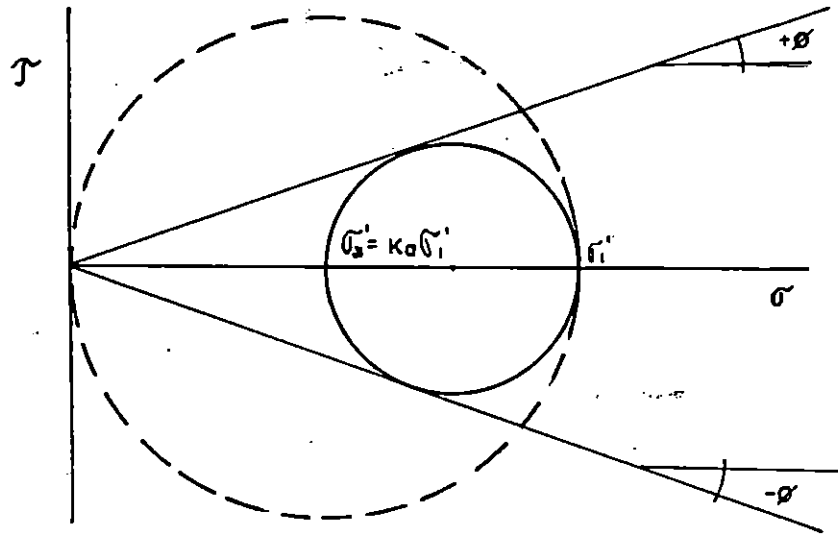


FIG. 36

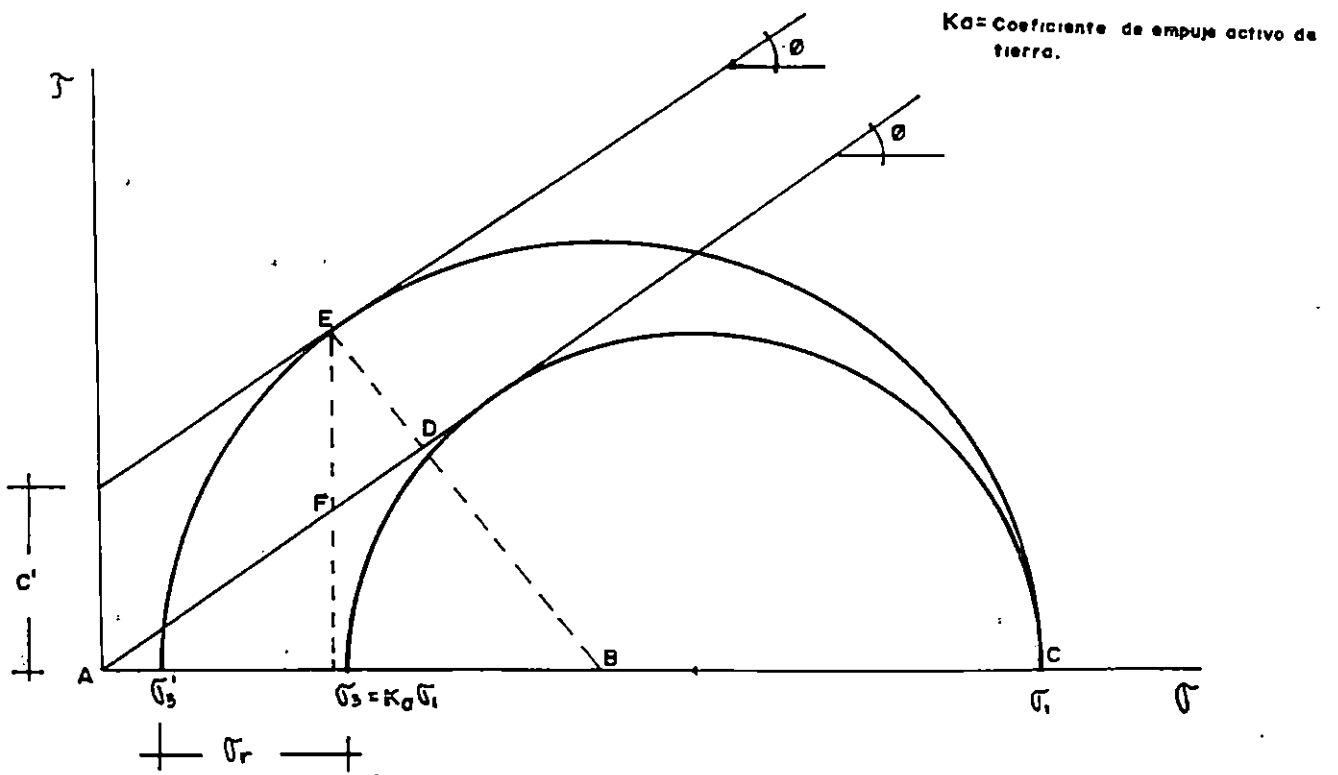


FIG. 37

de falla que podían presentarse, al emplear, esta técnica siendo dos las más críticas: A niveles bajos de esfuerzos la falla en una masa de tierra reforzada tiende a ocurrir por deslizamiento de la banda con respecto al suelo y a niveles altos de esfuerzo, por ruptura en las bandas de refuerzo.

La estabilidad de una obra de retención construida con la técnica de tierra Reforzada debe comprender, principalmente dos clases de análisis. El primer análisis es el considerar el elemento como un conjunto y en el segundo se habrá que hacer un análisis de estabilidad interna, encaminado a definir las características físicas necesarias que deben existir en las bandas de refuerzo. Además habrá que verificar otros aspectos secundarios pero muy importantes tales como el riesgo de corrosión en el caso de las tiras de refuerzo o proporcionamiento de algún elemento frontal que al cubrir la superficie expuesta de la obra impida la fuga del suelo entre las tiras de refuerzo.

FALLAS EN CONJUNTO

En este análisis se considera el macizo de tierra reforzada como un elemento total que actúa sobre el terreno, similar a una estructura de retención de tierras tradicional,

por lo que el colapso de la estructura sucederá también como un todo.

Las fallas en conjunto que posiblemente se presenten son:

- a. Falla por volcamiento
- b. Falla por deslizamiento
- c. Falla por capacidad de carga

FALLA POR VOLCAMIENTO

La estructura trata de volcar hacia adelante debido al empuje activo de tierra. Para lograr la estabilidad de la estructura deberá ésta poseer un factor de seguridad de 1.5 o más entre los momentos actuantes en la masa de tierra y los resistentes (con respecto al punto O) Figura 38.

$$FSV = \frac{\text{Momentos Resistentes}}{\text{Momentos Actuantes}} = \frac{W \times L/2}{Ea \times H/3} \geq 1.5$$

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support informed decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and aligned with the organization's goals.

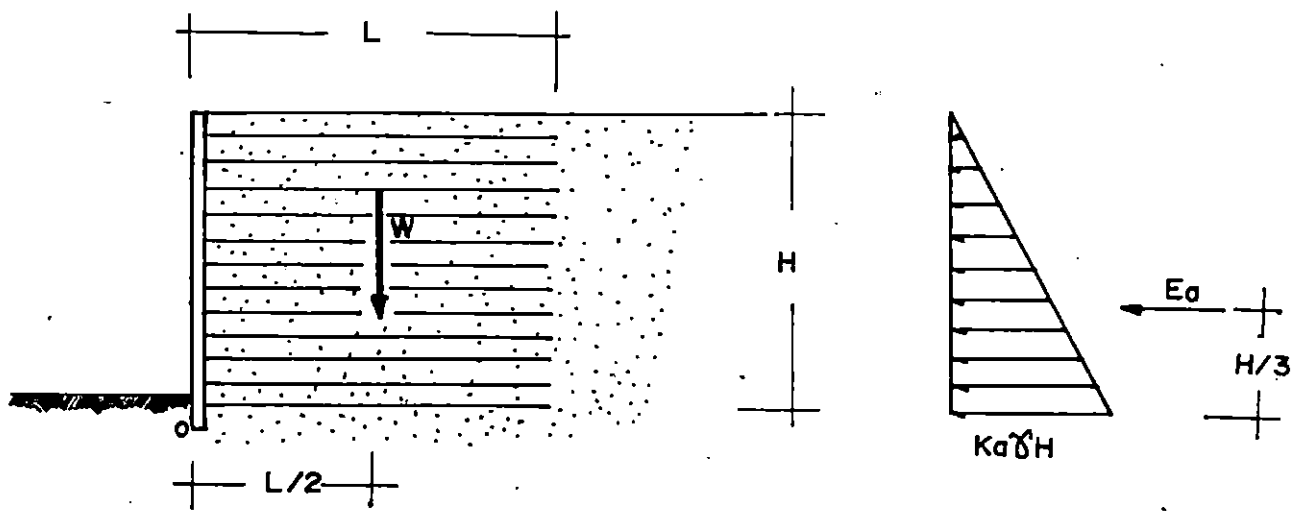


FIG. 38 - ELEMENTOS DE LA FALLA EN CONJUNTO.

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

FALLA POR DESLIZAMIENTO

La estructura experimenta deslizamientos hacia afuera producto de las presiones laterales ejercidas sobre ella.

El factor de seguridad deberá ser de 1.5 o más.

$$FSD = \frac{\text{Fuerza Resistente}}{\text{Fuerza Actuante}} = \frac{W \tan \delta'}{Ea} \geq 1.5$$

donde: δ' = Angulo de fricción entre suelo y suelo

$$\delta; = 2/3 \delta$$

FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

Se hace una revisión ante la posibilidad de que el suelo sufra hundimientos, como consecuencia del peso actuante del macizo de tierra armada. El cálculo de la carga última, soportada por un suelo friccionante, se hace utilizando la teoría Terzaghi:

$$q_c = D_f N_q + 1/2 N B$$

q_c = Presión máxima que soporta el suelo

D_f = Profundidad de cimentación

B = Ancho de cimentación, ($B = L$)

N_q y N = Factores adimensionales de capacidad de carga (obtenidos de las gráficas de la Figura 39)

El proceso a seguir para establecer las presiones actuantes sobre el terreno, debido a la implantación de una estructura de tierra armada es:

$$\begin{array}{ll}
 \text{a. } X_a = \frac{M_r - M_a}{F_v} & e = B/2 - \bar{X}_a \\
 \text{b. Si } e < B/6 & f = \frac{F_v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \\
 & e > B/6 & f = \frac{2F_v}{3\bar{X}_a}
 \end{array}$$

El factor de seguridad se expresa así:

$$F_{sq} = f/q_c \geq 2.00$$

FALLA POR ROTURA EN LAS BANDAS DE REFUERZO

Se asume que la fuerza de tensión desarrollada en cualquier banda aumenta de cero en el extremo libre hasta un máximo en el rostro de la pared; así, como en la distribución de presiones de tierra se sabe que existe un incremento lineal con la profundidad de igual manera se incrementará la fuerza desarrollada en las bandas (fig. 40).

En el cálculo del esfuerzo actuante desarrollado en las bandas se utilizan los métodos clásicos siguientes:

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS 435

PHYSICS 435

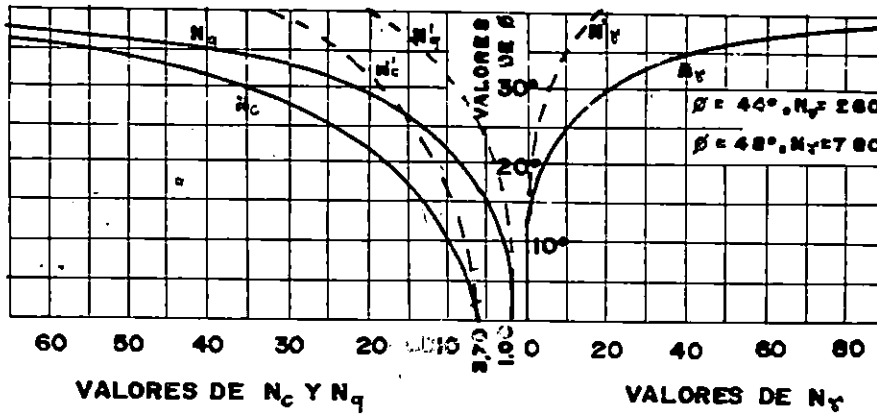


FIG. 39 - FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA.

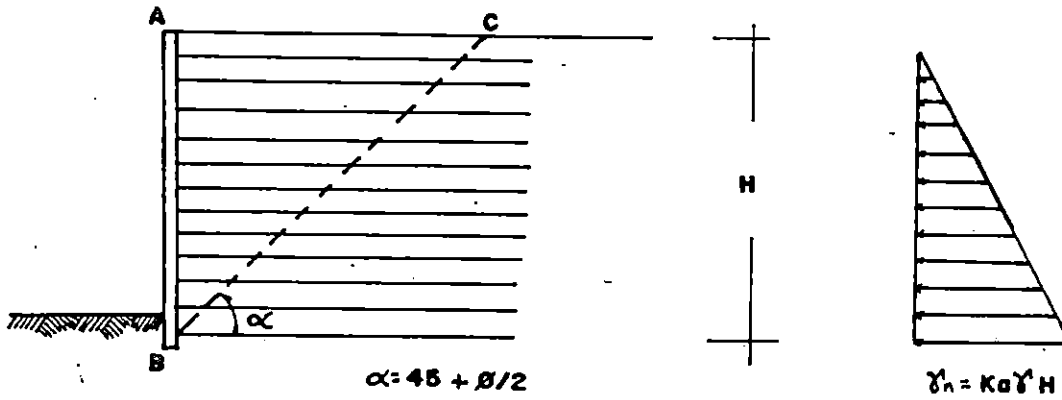


FIG. 40- FACTORES CLAVES EMPLEADOS EN LA TIERRA ARMADA.

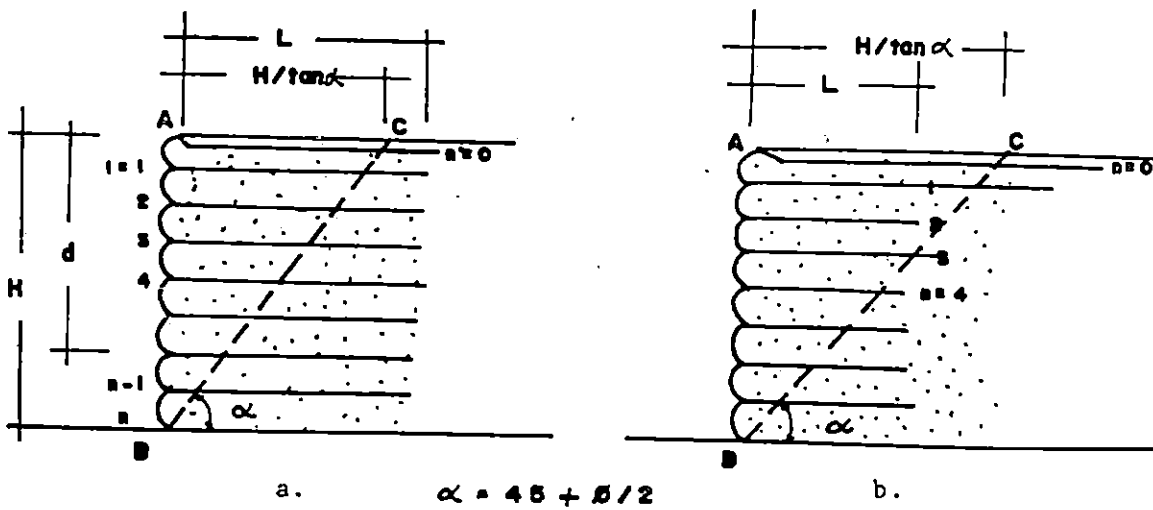


FIG. 41- ELEMENTOS DE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO.

- a. RANKINE
- b. FUERZA-COULOMB
- c. MOMENTO-COULOMB

METODO DE RANKINE

La máxima fuerza de tensión T_d , desarrollada en la banda en el extremo de la pared a una profundidad d , se iguala a la presión lateral de tierra a esa profundidad multiplicada por el área de la pared soportada por la banda:

$$T_d = K_a \gamma d S X$$

donde: S y X = espacios horizontales y verticales de las bandas (fig. 33)

La presión máxima se dará cuando $d = H$, así

$$T_{\text{máx}} = K_a \gamma H S X$$

El valor de T_d se usa para determinar el área de la sección gruesa requerida por la banda a determinada profundidad, aplicando además un factor de seguridad y corrosión.

Cuando exista una carga adicional uniformemente distribuida sobre la estructura, la expresión queda así:

$$T_{\text{máx}} = K_a \gamma' H S_X + K_a q S_X$$

MÉTODOS DE COULOMB

En el método de la Fuerza-Coulomb, la fuerza total, debida a la presión activa de tierra a través de la pared es igualada por la suma de las fuerzas desarrolladas en cada una de las n bandas junto a la superficie de falla. Al asumir una distribución lineal de la tensión en las bandas con la profundidad, la máxima fuerza ocurre en la banda más baja.

$$T_{\text{máx}} = K_a \gamma' H S_X$$

La fuerza máxima en las bandas debido a empujes laterales de tierra en estado activo se equilibra por la suma de momentos alrededor del pie de la estructura.

Cuanto mayor sea el número de bandas existirá una mejor distribución de las presiones actuantes sobre las armaduras. Además, la falla de una de ellas será menos significativa cuanto mayor sea la posibilidad de redistribuir los esfuerzos sin llegar al límite de capacidad de la banda.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5800 S. UNIVERSITY AVENUE
CHICAGO, ILLINOIS 60637
TEL: 773-936-3700
FAX: 773-936-3701
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

RESEARCH INTERESTS
PROFESSOR OF CHEMISTRY
RESEARCH INTERESTS
PROFESSOR OF CHEMISTRY

FACTOR DE SEGURIDAD

Una vez determinadas la fuerza máxima sobre las bandas, resta el hecho de determinar un mecanismo por medio del cual la falla sea incapaz de hacer colapsar las bandas de refuerzo; por lo que es necesario definir un factor de seguridad, para que no ocurra la falla debido a rotura en las bandas de refuerzo.

El factor de seguridad definido, deberá tomar en consideración la resistencia del miembro y los efectos corrosivos del suelo en las armaduras, y deberá ser mayor de 1.5 para estructuras de tierra armada con vidas útiles de 50 años.

$$P_{adm} = \sigma_y W_t$$

donde : σ_y = Esfuerzo de ruptura del material de las bandas.

$$W_t = \text{Area de la sección gruesa}$$

Luego el Factor de Seguridad se Expresa:

$$FSr = \frac{\sigma_y W_t}{T_{max}} \geq 1.5$$

FALLA POR DESLIZAMIENTO DE LAS TIRAS DE ARMADO EN RELACION AL SUELO

El cálculo de la resistencia al deslizamiento requiere una estimación de longitud efectiva (l), de la banda que resiste la fuerza de colapso. Una posible suposición es tomar

$$l = L \text{ (L: longitud total de la banda)}$$

Sin embargo, sería más conveniente toma l igual a una porción de la longitud extendida más allá de la zona activa de falla de Rankine (fig. 41).

La colocación de las bandas debe ser de tal manera que el lado ancho quede dispuesto horizontalmente, para que desarrollen una fuerza friccionante a una profundidad "d".

Esta fuerza de fricción se expresa:

$$Fr = 2 l w \gamma d \tan \phi u$$

en donde: W = ancho de la banda

ϕu = Angulo de fricción de la resistencia
al deslizamiento entre suelo y banda

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

In the second section, the author details the various methods used to collect and analyze the data. This includes both manual and automated processes. The goal is to ensure that the data is as accurate and reliable as possible.

The third part of the document focuses on the results of the analysis. It shows that there is a clear trend in the data, which is consistent with the initial hypothesis. This finding is significant and warrants further investigation.

Finally, the document concludes with a summary of the findings and a list of recommendations. It suggests that the current methods are effective but could be improved in certain areas. The author also notes that the data is still being analyzed and that a final report will be provided in the near future.

METODO RANKINE

La fuerza total de la presión ejercida por la tierra que actúa sobre el área que es soportada por una banda, está dada por:

$$F_e = K_a \gamma d SX$$

el factor de seguridad, con respecto al colapso a esa profundidad, es expresado como:

$$FS \phi = \frac{2 l w \tan \phi u}{K_a SX} \geq 1.50$$

y para una carga adicional uniformemente distribuida q:

$$FS \phi = \frac{2 l w \tan \phi u (\gamma H + q)}{K_a q SX + K_a \gamma HSX} \geq 1.50$$

La longitud l proporcionada detrás de la superficie de falla es constante y el valor de $FS \phi$ es independiente a la profundidad. Para este caso, la longitud de las bandas L , se incrementaría linealmente, desde un mínimo en la base hasta un máximo en el borde superior de la pared, para mantener una longitud constante l , detrás del plano potencial de falla.

Si la estructura de tierra reforzada se construye con una longitud constante (fig. 41a), la condición más crítica

ocurrirá en el nivel más alto de refuerzos, donde la longitud detrás del plano de falla es mínima.

Entonces, la longitud total de banda requerida para todo el macizo será:

$$L = H/\tan \alpha + 1$$

MÉTODOS DE COULOMB

Estos métodos hacen consideraciones más generales que la estabilidad local, y no es necesario que las bandas se extiendan más allá del plano de falla. De esta manera, el total de fuerzas resistentes friccionantes máximas para el caso de que las bandas tengan longitud constante L , está dada por:

$$Fr = 2 \sum_{i=1}^n X_w \tan \phi_u (L - (n-i)X (45 - \phi/2))$$

donde:

i : índice de sumatoria que cuenta el número de bandas

n : valor de i para la primera banda que se extiende más allá del plano de falla

Para el método de la Fuerza - Coulomb, la fuerza resistente (ecuación anterior) es igualada a la fuerza total de presión de tierra, y se obtiene el factor de seguridad.

$$FS \phi = \frac{4 X w \tan \phi u}{kaH^2 S} \sum_{i=n}^n i (L-(n-i)) x \tan (45-\phi/2)$$

Y para una carga adicional uniforme q:

$$FS\phi = \frac{2w \tan \phi u}{KaHs (1/2 \gamma H+q)} \left[\gamma X \sum_{i=n}^n i(L-(n-i))X \tan(45-\phi/2) + q \sum_{i=n}^n (L-(n-i))X \tan (45-\phi/2) \right]$$

El Método Momento-Coulomb sigue una aproximación similar, excepto que la suma de momentos alrededor de la base, de cada fuerza friccionante en banda se compara con el momento total de la presión lateral de tierra.

Entonces, el Factor de Seguridad se expresa:

$$FS\phi = \frac{12X^2 w \tan \phi u}{KaH^3 S} \sum_{i=n}^n i(n-i) (L(n-i)x \tan(45 - \phi/2))$$

para una carga adicional uniforme q:

$$FS\phi = \frac{4Xw \tan \phi u}{KaH^2 S (1/3 \gamma H+q)} \left[\gamma X \sum_{i=n}^n i(n-i) (L-(n-i))X \tan(45-\phi/2) + q \sum_{i=n}^n (n-i) (L-(n-i))X \tan(45 - \phi/2) \right]$$

El método de Rankine es más conservador, ya que se calcula la banda más larga, mientras que los métodos de Coulomb calculan la menor longitud de banda.

4.3.5.3 Revestimientos Artificiales

Ya que los taludes están sometidos a los efectos de la intemperie, conviene a menudo y dependiendo de la climatología de la zona, dar algún tipo de protección al suelo componente del talud. Para determinar qué tipo de recubrimiento ha de usarse, se debe tener en cuenta algunos aspectos como lo son:

- Económicos
- Estéticos
- Mano de obra
- Topografía del Talud
- Climalogía, etc.

En nuestro país se utilizan métodos que por su simplicidad no existe la necesidad imperante de hacer un cálculo refinado para su construcción, si no más bien se basa en experiencias para tomar una u otra alternativa de recubrimiento.

Entre dichas alternativas podemos mencionar:

	Mortero simple
Tipo de revestimiento	Ferrocemento
	Engalletados
	Geotextiles

El mortero simple tiene el inconveniente que al estar sujeto a contracciones, tiende a agrietarse provocando esto la filtración de agua y provocando deslizamientos en masa, si bien es quizá el mecanismo más económico, debe dársele un buen mantenimiento para controlar la fisuración.

EL FERROCEMENTO

El ferrocemento es un tipo de construcción de mortero reforzado de espesores delgados, en donde el mortero se refuerza con una red o malla con diámetros relativamente pequeños formando un enrejado, la cual puede ser colocada en una o varias capas dependiendo de la resistencia que se requiera. El mortero es elaborado con arena y un alto contenido de cemento, siendo la relación agua-cemento bastante baja con lo que se obtiene una gran resistencia del mortero.

1900 1899 1898 1897 1896 1895 1894 1893 1892 1891 1890

1889 1888 1887 1886 1885 1884 1883 1882 1881 1880 1879

1878 1877 1876 1875 1874 1873 1872 1871 1870 1869 1868

1867 1866 1865 1864 1863 1862 1861 1860 1859 1858 1857

1856 1855 1854 1853 1852 1851 1850 1849 1848 1847 1846

1845 1844 1843 1842 1841 1840 1839 1838 1837 1836 1835

1834 1833 1832 1831 1830 1829 1828 1827 1826 1825 1824

1823 1822 1821 1820 1819 1818 1817 1816 1815 1814 1813

1812 1811 1810 1809 1808 1807 1806 1805 1804 1803 1802

1801 1800 1799 1798 1797 1796 1795 1794 1793 1792 1791

1790 1789 1788 1787 1786 1785 1784 1783 1782 1781 1780

1779 1778 1777 1776 1775 1774 1773 1772 1771 1770 1769

1768 1767 1766 1765 1764 1763 1762 1761 1760 1759 1758

1757 1756 1755 1754 1753 1752 1751 1750 1749 1748 1747

1746 1745 1744 1743 1742 1741 1740 1739 1738 1737 1736

1735 1734 1733 1732 1731 1730 1729 1728 1727 1726 1725

1724 1723 1722 1721 1720 1719 1718 1717 1716 1715 1714

1713 1712 1711 1710 1709 1708 1707 1706 1705 1704 1703

1702 1701 1700 1699 1698 1697 1696 1695 1694 1693 1692

1691 1690 1689 1688 1687 1686 1685 1684 1683 1682 1681

1680 1679 1678 1677 1676 1675 1674 1673 1672 1671 1670

Por lo general los espesores de las secciones del ferrocemento varían entre 1 a 4 cms., las mallas tienen diámetros de 0.005 a 0.1 cms. y separaciones de 0.5 a 2.5 cms.

El ferrocemento, dado el alto grado de desarrollo que ha tenido hasta la actualidad, ha encontrado una extensa aplicación en diferentes campos, siendo uno de ellos el de vivienda.

En la construcción se usa para pavimentos de jardín, fosas sépticas, revestimientos para albercas, además de elementos estructurales de la vivienda en sí y últimamente como revestimiento de taludes.

MATERIALES QUE LO CONSTITUYEN

Como se dijo anteriormente el ferrocemento es una combinación de capas de malla de alambre poco espaciadas entre sí o pequeños diámetros de varillas colocadas en la matriz y con un recubrimiento adecuado de mortero. Por consiguiente los materiales a utilizar por lo general son: malla de alambre, acero de armadura, cemento, agregados, agua y aditivos (si así se desea).

MALLA DE ALAMBRE

La malla de refuerzo estará formada por alambres delgados ya sean entretelados o soldados para construirlas, el requisito principal es que sea fácil de manejar para que si fuese necesario poder doblarla en las esquinas. La función de la malla de alambre y de la varilla de refuerzo es, en primer lugar, actuar como marco para dar forma y para sostener el mortero en estado fresco. Cuando endurece el mortero, la función de la varilla es absorber los esfuerzos de tensión sobre la estructura que el mortero por sí solo no podría soportar.

La malla con pequeños espacios entre los alambres que la forman, es la más comúnmente usada como refuerzo en ferrocemento.

Las mallas de alambre pueden clasificarse en dos categorías específicas las cuales son: malla entrelazada o tejida y malla soldada.

En la malla tejida los filamentos que se interceptan entre sí únicamente están entrelazados obteniéndose poca rigidez; la malla soldada está formada por filamentos que se

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support informed decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in modern data management. It discusses how advanced software solutions can streamline data collection, storage, and analysis, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data security and privacy. It stresses the importance of implementing robust security measures to protect sensitive information from unauthorized access and breaches.

5. The fifth part of the document explores the ethical implications of data collection and analysis. It discusses the need for transparency in data practices and the importance of obtaining informed consent from individuals whose data is being collected.

6. The sixth part of the document provides a summary of the key findings and recommendations. It concludes that a comprehensive data management strategy is crucial for the success of any organization in the digital age.

interceptan y los cuales son puntos de unión soldados. Las mallas entrelazadas son más flexibles y fáciles de trabajar que las soldadas.

DIFERENTES TIPOS DE MALLAS

Existen muchos tipos de mallas, las cuales se pueden clasificar de acuerdo a la forma de la abertura o según sea su proceso constructivo (fig. 42).

MALLA DE ALAMBRE HEXAGONAL

Se le conoce como malla de alambre de gallinero y se fabrica con alambre estirado en frío, calibre 22, que generalmente se entreteje en patrones hexagonales, también se puede fabricar con soldadura.

La malla de alambre utilizada en el ferrocemento por lo general tiene un diámetro de 0.05 cm. a 0.1 cm., y las aberturas de la malla varían de 1.0 cm a 2.5 cm. La ventaja que presenta este tipo de malla es que puede fabricarse en la obra con rollos de alambre, lo que produce una mayor oportunidad de poder escoger el tamaño de la malla más apropiada para el tipo de trabajo que se desea trabajar.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS 435

LECTURE 10

STATISTICAL MECHANICS

ENTROPY

AND THE SECOND LAW

OF THERMODYNAMICS

PROFESSOR [Name]

LECTURER [Name]

DATE [Date]

TOPIC [Topic]

1. Introduction

2. Entropy

3. The Second Law

4. Applications

5. Summary

MALLA DE ALAMBRE CUADRADA

Este tipo de malla se fabrica con alambres de diámetro mayor que el empleado para la malla hexagonal; así, suelen emplearse filamentos de acero calibre 18 y 19, los cuales están hechos de acero con baja o mediana resistencia a la tensión.

La desventaja que presenta este tipo de malla es la posibilidad de tener puntos débiles en las intersecciones debido a una soldadura inadecuada durante la fabricación de la malla, lo que produce limitaciones para su uso, aunque se emplee un alambre de acero de alta resistencia.

MALLA WATSON (creada en Nueva Zelanda)

La malla consiste en alambres rectos de alta resistencia y en un alambre ondulado transversal que mantiene en posición estos alambres. Esta malla permite una completa flexibilidad y libertad de forma (fig. 43).

Las mallas de abertura hexagonal no son estructuralmente tan eficientes como las mallas de aberturas cuadradas porque los alambres no están siempre orientados en la dirección de los principales esfuerzos.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that this is crucial for the company's financial health and for providing reliable information to stakeholders.

2. The second part of the document outlines the specific procedures for recording transactions. It details the steps from initial entry to final review, ensuring that all necessary information is captured and verified.

3. The third part of the document addresses the role of the accounting department in this process. It highlights the need for clear communication and collaboration between different departments to ensure the accuracy of the records.

4. The fourth part of the document discusses the importance of regular audits and reviews. It explains how these processes help to identify any discrepancies or errors and ensure that the records are up-to-date and accurate.

5. The fifth part of the document provides a summary of the key points discussed and offers some final thoughts on the importance of maintaining accurate records.

The document concludes by reiterating the importance of accurate record-keeping and the role of the accounting department in this process. It emphasizes that this is a critical component of the company's financial management and that it requires the attention and cooperation of all employees.

The document is intended to provide a clear and concise overview of the record-keeping process and to ensure that all employees are aware of their responsibilities in this regard.

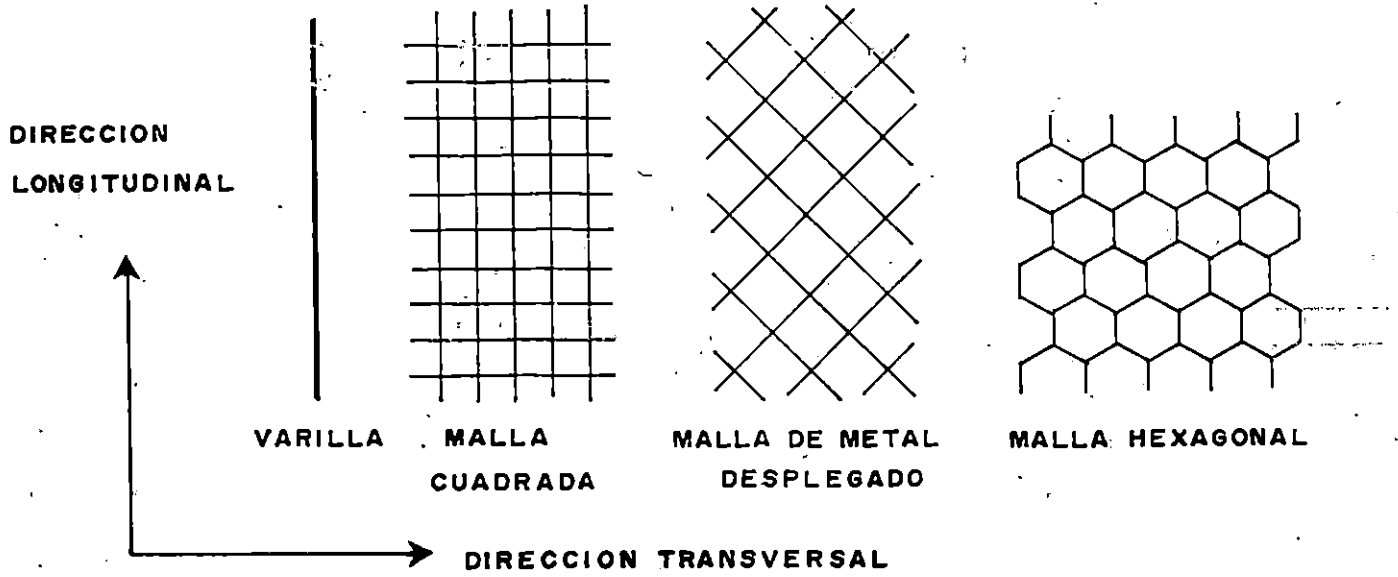


FIG. 42 - TIPOS DE MALLAS
 Dirección longitudinal y transversal asumidas del refuerzo.

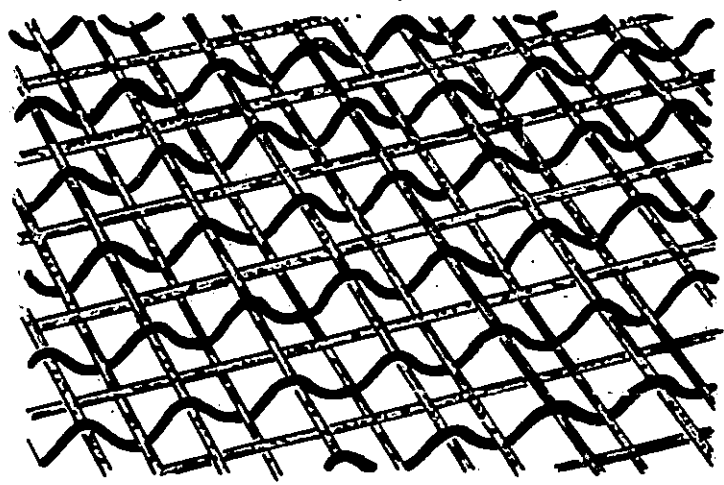


FIG. 43 - ESQUEMA DE MALLA WATSON

En nuestro país la malla Watson no se encuentra en el mercado de la construcción y la malla de abertura cuadrada se encuentra solamente soldada y por la desventaja antes mencionada se recomienda únicamente usar la malla hexagonal, la cual se presenta en tamaños disponibles en el mercado, de: 1/2" x 36, 3/4" x 36, 1" x 72, 1 1/2" x 72, 2" x 72.

° ACERO DE ARMADURIA

El acero de armadura tiene algunas veces doble finalidad ya que generalmente se emplea para hacer el armazón de la estructura únicamente, sobre la cual se colocarán las capas de malla, es decir que no es considerado como refuerzo estructural por lo que una distribución uniforme con una separación de 30 cms. es suficiente, pero cuando es considerado además como refuerzo estructural, es necesario colocarlas con una separación de 7.5 cms. de centro a centro, tanto en el sentido longitudinal como en el transversal.

En algunos casos es permitido utilizar una combinación de varillas de diferente medidas, en donde las varillas de menor diámetro se colocan en la dirección transversal.

... the habit of ...

... the habit of ...

... the habit of ...

... the habit of ...

... the habit of ...

... the habit of ...

... the habit of ...

En cuanto a la calidad del acero de armadura, ésta se considera como aceptable para el acero que se distribuye en nuestro medio debido a que existe un control de calidad en su elaboración, por lo que se ha considerado innecesario la realización de ensayos de laboratorio a dicho material.

CEMENTO

El cemento es un material aglutinante adhesivo que envuelve los granos de arena para formar el mortero con una adecuada adición de agua, siendo el más usado el Portland.

Además de todos los componentes se encuentra también los agregados que deberán cumplir entre otras las asignaciones ASTM C-125, C-33 (granulometría) C-29 (peso volumétrico), C-128 (Absorción), C-12 (peso específico).

0

EL ENGALLETADO

Este método de recubrimiento tiene como fundamento principal la protección de los taludes proporcionando más estética (mejores acabados).

Sus componentes suelen ser baldosas de saltex o galletas de arcitex. El fin que persigue el engalletado es el mismo que los anteriores recubrimientos: proteger el talud del intemperismo.

Su construcción no tiene fundamentos teórico-práctico, sino el concepto de la albañería: pegar cada pieza con mortero y zizar los componentes del recubrimiento.

GEOTEXTILES²³

Estos son clasificados en tres tipos diferentes:

1. Materiales entrelazados
2. Materiales constituyendo una tela
3. Materiales no tejidos

Los materiales entrelazados son los consistentes de dos series de hilos y/o fibras que se entrelazan en forma poligonal o perpendicular constituyendo una especie de malla.

Los del tipo de materiales que constituyen una tela son formados por fibras unidas mediante un tejido de punto; y finalmente, los no tejidos consisten en fibras que se colocan al azar.

²³ Tomado de Revista ASIA 91, Marzo 1989

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support effective decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure the integrity of the organization's data.

5. The fifth part of the document discusses the importance of data governance and the establishment of clear policies and procedures. It stresses that a strong data governance framework is crucial for maximizing the value of data while minimizing associated risks.

6. The sixth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It reiterates the importance of a data-driven approach and encourages the organization to continue refining its data management practices to stay competitive in the market.

Este último difiere en la forma de unión entre sus fibras ya que usa tres diferentes tipos de mecanismos para su unión:

Unión Química: Se le agrega una sustancia química a las fibras para unir las y formar las telas

Unión Térmica: Con las fibras colocadas al azar son calentadas y comprimidas, lo que causa su fundición parcial y se adhieren entre sí.

Unión Mecánica: Por traslape y cocido de geotextiles de menor tamaño.

En cuanto a duración se dice que es muy alto, ya que las fibras del geotextil puede estar compuesto de poliéster, polipropileno, polietileno, etc. Se puede dar un envejecimiento prematuro si en el medio donde se coloca hay combustibles como por ejemplo: diesel, ácidos, altamente concentrados o aguas alcalinas.

Por su impermeabilidad es un perfecto revestimiento, aunque a la vez, por su resistencia puede ser usado como malla de contención en una masa de talud, como una forma de anclaje. Puede servir inclusive como material componente para la tierra armada. (fig. 44).

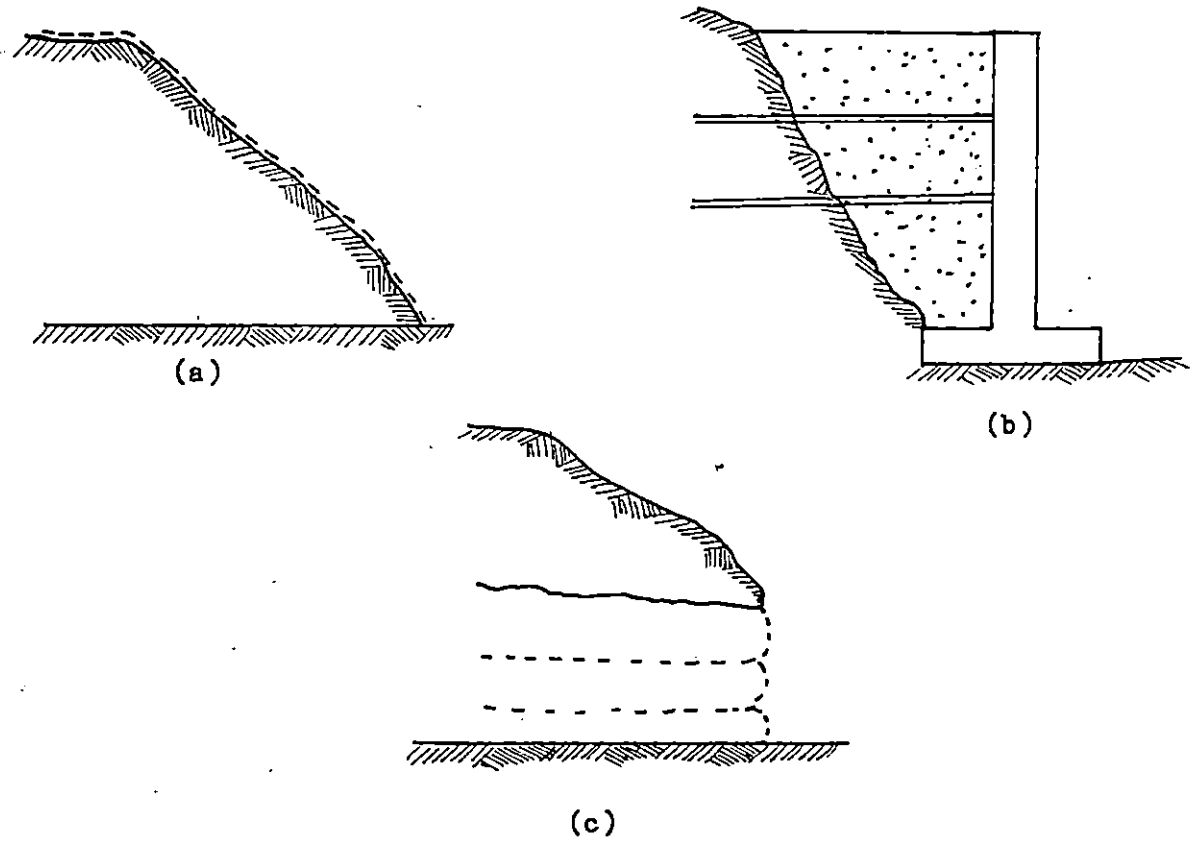


FIG. 44.- EL GEOTEXTIL COMO MATERIAL FIJADOR DEL SUELO.

- a. Revestimiento sobre Taludes
- b. Como miembro de Anclaje
- c. Como miembro de Contención

CAPITULO V**EMPUJES SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCION****5.1 EMPUJES DE TIERRA**

Cuando un terreno en estado natural no puede sostenerse por sí solo o cuando en un proceso de terracería sea necesario incorporar material, con el objeto de salvar dos niveles, es preciso construir una estructura que soporte el terreno, dándole estabilidad. Como consecuencia, el terreno aplicará sobre la estructura empujes o presiones laterales contrarios a estas fuerzas.

Dichas presiones laterales de tierra son las fuerzas ejercidas por la masa de suelo y que actúa sobre las estructuras de retención.

La magnitud de las presiones laterales de tierra se sabe que varía considerablemente con:

- a. El desplazamiento de la pared de retención
- b. La naturaleza del suelo.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO LIBRARY

100 EAST EAST

CHICAGO, ILLINOIS

60607

Si la pared de un muro de retención no se desplaza y está rígidamente fija, la presión ejercida sobre ella es llamada "presión de tierra en reposo", pudiendo obtenerse este valor solo aproximadamente. Si la pared cede o se desplaza fuera del relleno de suelo, una parte de la tierra retenida podría fallar y deslizarse del resto de la masa de suelo moviéndose hacia abajo, ejerciendo con esto presiones sobre la pared.

Este tipo de presión es llamada "Presión Activa de Tierra o Empuje Activo" (E_a) (fig. 45).

La presión activa de tierra indica la magnitud de la fuerza que es desarrollada por la separación de la estructura en sí de la masa de tierra que la obra civil resiste. El valor de la presión activa de tierra es menor que el valor de la presión de tierra en reposo y alcanza un límite o valor mínimo E_a .

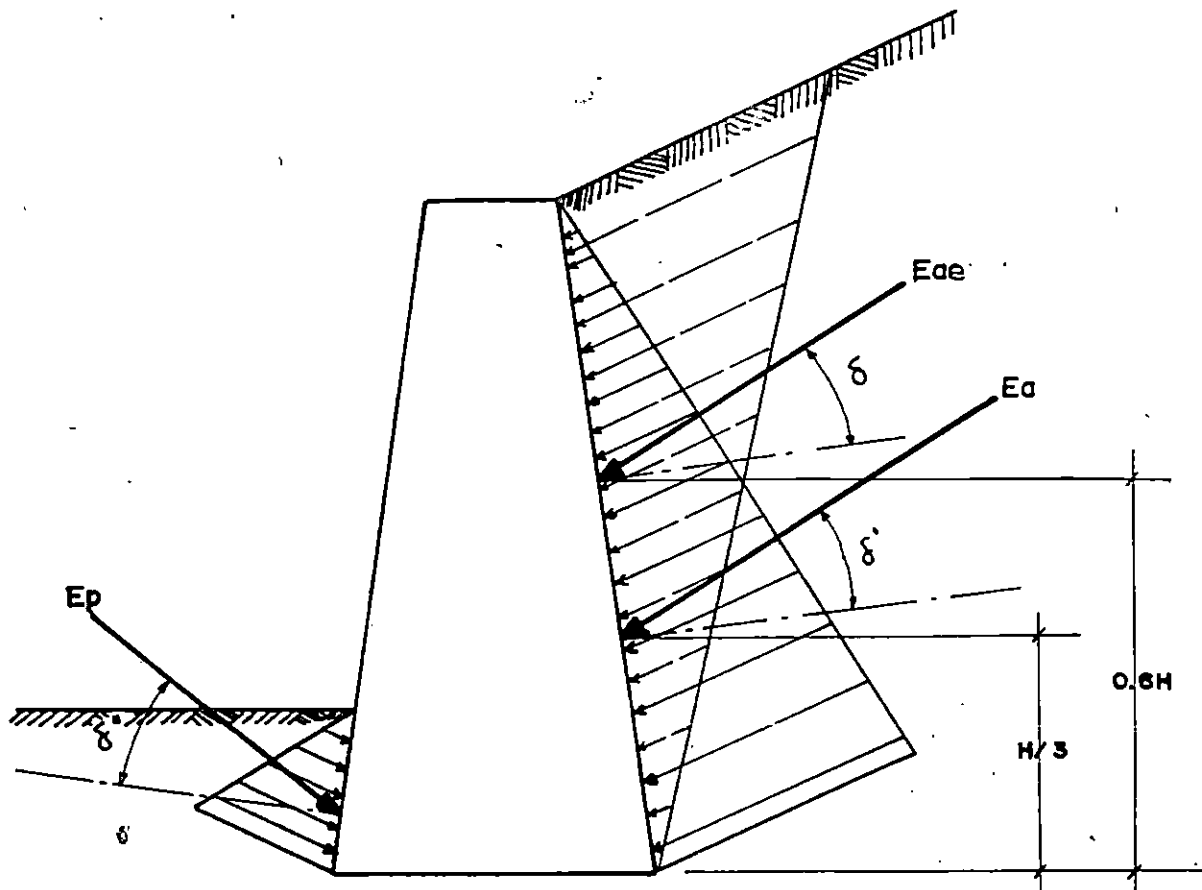
La separación de la pared de la masa del suelo anula el confinamiento de la cuña del mismo, como consecuencia la presión activa es así una fuerza que tiende a la rotación y/o traslación para poner a la estructura fuera de equilibrio.

Si la pared interna o cara de atrás de la pared de retención es forzada contra el relleno, la presión aplicada es llamada "Presión Pasiva de tierra o Empuje Pasivo" (Ep). (fig. 45).

La presión pasiva indica el valor máximo de la fuerza que podrá ser desarrollada por el movimiento de la estructura de retención sobre la masa de tierra, es decir, que es una fuerza que el suelo deberá resistir antes de la ruptura.

La magnitud de la presión pasiva de tierra es mayor que el valor de la presión de la tierra en reposo constituyendo un valor límite o valor máximo Ep.

Tanto la teoría como los experimentos muestran que la presión pasiva de la tierra es siempre mayor que la activa. Generalmente, la superficie sobre la cual se corta o agrieta el suelo deslizándose hacia abajo, es llamada superficie de ruptura, deslizamiento o falla.



E_p = Empuje Pasivo
 E_a = Empuje Activo Estático.
 E_{ae} = Empuje Activo Dinámico o Presión Dinámica.

FIG. 45 - PRESIONES LATERALES EJERCIDAS SOBRE UNA ESTRUCTURA DE RETENCION.

La variación de la magnitud de la presión lateral de tierras cambia dependiendo de la naturaleza de las mismas, que es caracterizada por el tipo de suelo (cohesivo, friccionante o la combinación de ambos), por su porosidad, por sus condiciones de humedad, por su peso unitario y por la altura de relleno que se proyecta.

5.1.1 Empuje Pasivo

Se entiende por empuje pasivo, en su sentido más amplio, la resistencia que una masa de suelo opone a su desplazamiento cuando es solicitada por una fuerza lateral.²⁴

El elemento que ejerce dicha fuerza lateral, puede estar constituido por la fundación de un muro de retención que puede también estar formado por una masa de suelo que produce una presión horizontal como producto de una carga vertical que la misma soporta.

La estabilidad de casi todos los muros de retención dependen en algún grado del empuje pasivo, por lo que el estudio de dicho empuje es de gran importancia práctica.

²⁴ Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica
Karl Terzaghi y Ralph Peck, 1967

Cuando el movimiento de un muro es en dirección de la masa de suelo, en vez de moverse alejándose de la misma, el empuje contra el muro aumenta²⁵. Las circunferencias de esfuerzos aumentan a la derecha del esfuerzo vertical σ_2 , que es el esfuerzo principal menor (fig. 46).

Para suelos no cohesivos relativamente secos, la presión lateral a cualquier profundidad se halla así:

$$P_p = \gamma Z \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (\text{fig. 47a})$$

Donde:

- P_p = Presión pasiva
- γ = Peso volumétrico del suelo
- Z = Profundidad o altura
- ϕ = Angulo de fricción interna

La expresión $\tan^2 (45 + \phi/2)$ se llama coeficiente de empuje pasivo de tierras y se representa por el símbolo K_p .

La fuerza o empuje total por metro de longitud de muro de altura H , se expresa así:

²⁵ Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones
G.B. Sowers y G.f. Sowers, 1986.

1972

1973

1974

1975

1976

1977

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (\text{según la fig. 46b})$$

La línea de acción del empuje es horizontal y está aplicada a la profundidad $2/3H$.

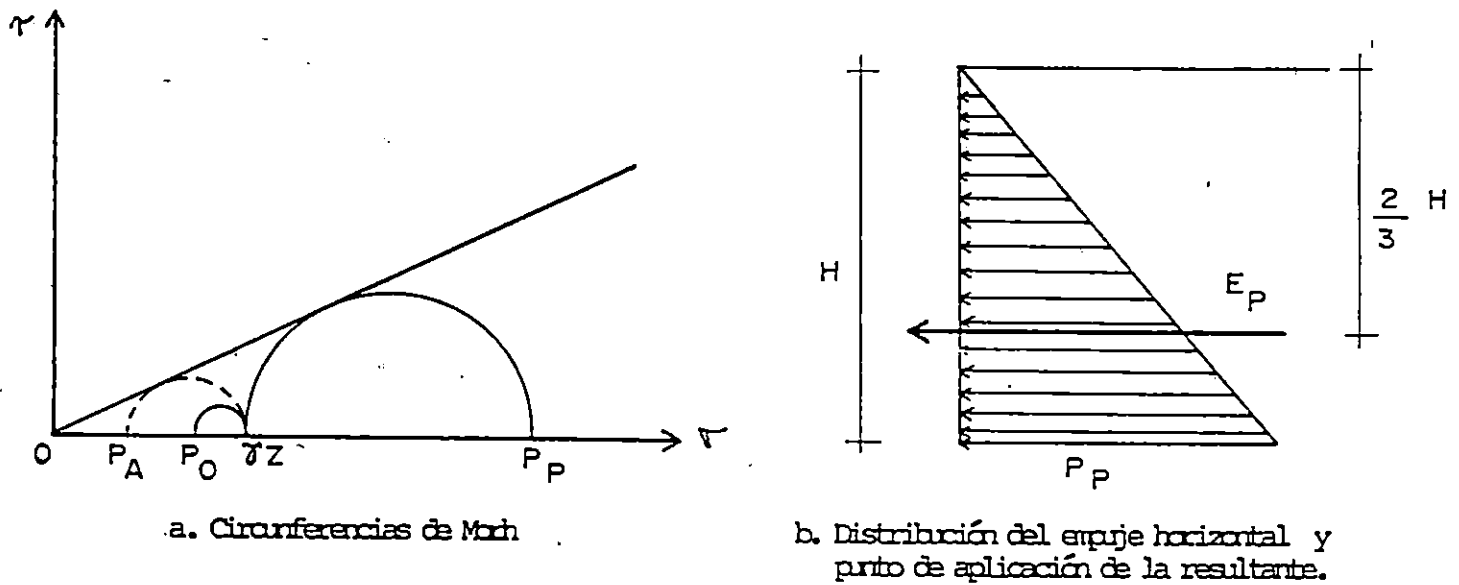


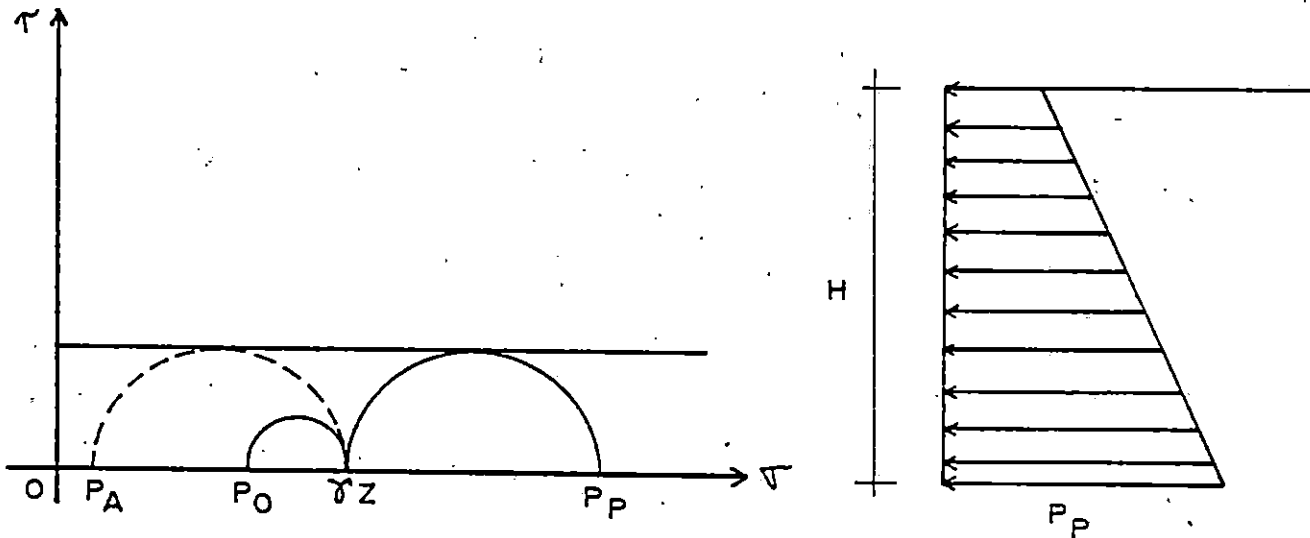
FIG. 46 - EMPUJE PASIVO EN SUELOS NO COHESIVOS

Para suelos cohesivos saturados, sin drenaje, la presión pasiva se determina así:

$$P_p = \gamma Z + 2C \quad (\text{fig. 47a})$$

La fuerza o empuje total para un metro de longitud de muro se expresa así:

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} + 2cH \quad (\text{fig. 47b})$$



a. Circunferencias de Mohr

b. Distribución del empuje horizontal.

FIG. 47 - EMPUJE PASIVO EN SUELOS COHESIVOS SATURADOS

5.1.2 Empuje Activo

Se entiende por Empuje Activo al efecto producido por la masa de tierra (relleno natural o artificial) alojada en el paramento interior de una estructura rígida.

1917

Dependiendo de su naturaleza, dicho empuje se clasifica en:

- Empuje Activo Estático (E_a)
- Empuje Activo Dinámico (E_{ae})

EL EMPUJE ACTIVO ESTÁTICO: es aquel que produce una acción en la estructura debido a la carga gravitacional de la masa de suelo que es retenida (relleno).

EL EMPUJE ACTIVO DINÁMICO: es una carga adicional al muro, provocada por efecto de la aceleración de la gravedad como consecuencia de un movimiento telúrico.

Haciendo referencia al empuje activo estático (E_a), existen varios métodos o teorías para determinarlo, pero las más utilizadas y las cuales trataremos ampliamente son:

- Teoría de Rankine
- Teoría de Coulomb

En las cuales se hace una subdivisión entre suelos friccionantes y suelos cohesivos, en donde existe una dependencia del ángulo de fricción interna y la cohesión, así como también, del peso volumétrico, altura del muro y la altura máxima a que puede llegarse con un corte vertical de tierra.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records.

2. It also highlights the need for regular communication and collaboration between team members.

3. The following table provides a summary of the key findings and recommendations from the study.

Key Finding	Recommendation
Accurate record-keeping is essential for project success.	Implement a standardized record-keeping system.
Regular communication is crucial for team coordination.	Establish a clear communication protocol.
Collaboration leads to better problem-solving and innovation.	Encourage open communication and idea-sharing.

4. The data shows that teams that maintain accurate records are more likely to complete projects on time.

5. Furthermore, teams that communicate regularly are more effective in resolving conflicts and meeting deadlines.

6. The study also found that collaborative teams are more innovative and produce higher quality work.

7. Based on these findings, it is recommended that organizations focus on improving their record-keeping, communication, and collaboration practices.

8. This will help ensure that projects are completed efficiently and effectively, leading to increased productivity and success.

9. The study concludes that these three factors are the most significant predictors of project success.

10. Therefore, organizations should prioritize these areas to maximize their chances of achieving their goals.

11. The data also suggests that training and support should be provided to help teams implement these best practices.

12. Finally, it is important to note that these findings are based on a specific context and may vary in other situations.

13. However, the general principles of accurate record-keeping, regular communication, and collaboration remain applicable.

14. In conclusion, these factors are essential for the success of any project or organization.

15. By focusing on these areas, organizations can improve their performance and achieve their objectives more effectively.

16. The study provides a clear framework for organizations to follow in order to optimize their project management processes.

17. It is hoped that these findings will be helpful to a wide range of organizations and individuals.

18. Thank you for reading this document. We welcome any feedback or questions you may have.

19. The research was conducted by a team of experts in the field of project management.

20. We are confident that these findings will provide valuable insights for anyone involved in project management.

Para análisis del empuje activo dinámico existen teorías como lo son las mencionadas en la sección 5.2.2, en las cuales se toman en cuenta los efectos sísmicos dando como resultado el diseño de estructuras sismo-resistentes.

El efecto del empuje activo sobre el muro vertical sin movimiento y sin fricción permite que éste se mueva alejándose del suelo de relleno, lo cual provoca que cada elemento de suelo adyacente al muro se pueda expandir lateralmente.

El esfuerzo vertical permanece constante, pero el esfuerzo lateral o empuje es elástica y proporcional a la deformación, pero a medida que la diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor aumenta, debido a la reducción del esfuerzo lateral (Empuje Activo), el diámetro de la circunferencia de Mohr crece hasta llegar a tocar la envolvente de falla (fig. 48).

El empuje ha alcanzado un mínimo en ese punto; las condiciones de los esfuerzos ya no son elásticas; la masa de suelo detrás del muro está en estado de falla por cortante o en equilibrio plástico y un movimiento adicional del muro hará que continúe la falla, con poco cambio en el empuje.

THE
FIRST
PART
OF
THE
HISTORY
OF
THE
CITY
OF
LONDON
FROM
THE
BEGINNING
TO
THE
PRESENT
TIME
BY
JOHN
STOW
1597

THE
SECOND
PART
OF
THE
HISTORY
OF
THE
CITY
OF
LONDON
FROM
THE
BEGINNING
TO
THE
PRESENT
TIME
BY
JOHN
STOW
1597

THE
THIRD
PART
OF
THE
HISTORY
OF
THE
CITY
OF
LONDON
FROM
THE
BEGINNING
TO
THE
PRESENT
TIME
BY
JOHN
STOW
1597

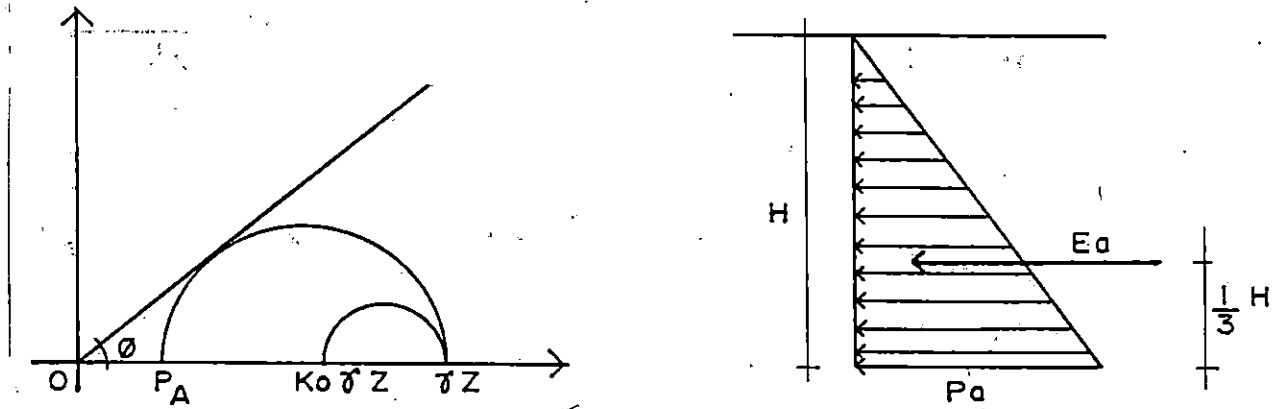


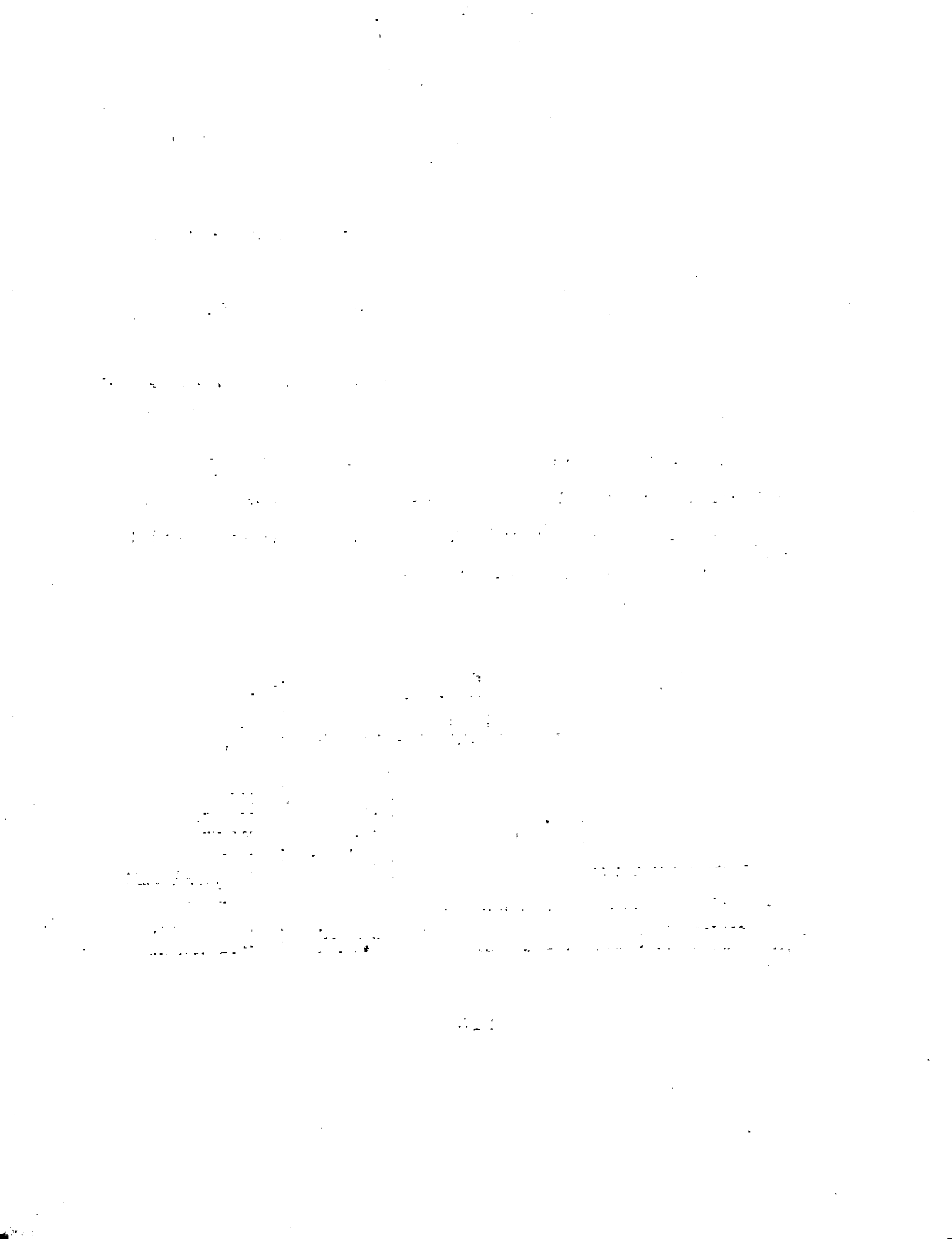
FIG. 48

5.1.3 Factores que Afectan el Análisis de un Muro

SOBRECARGA (Uniformemente distribuida sobre la superficie del relleno). (fig. 49 y fig. 50)

En rellenos horizontales o planos inclinados, el procedimiento usual para tomar en cuenta una sobrecarga uniforme, es transformarla en un colchón de tierra equivalente²⁶

²⁶ Tomado de "Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos". Juárez, Badillo. 1977.



$h_{sc} =$ Altura por sobrecarga

$h_{sc} = \frac{w}{\gamma}$ $w =$ Carga distribuida

$\gamma =$ Peso volumétrico del suelo

Lo anterior permite considerar una altura mayor del relleno lo que origina que al momento de diseñar el muro se obtengan dimensiones mayores de este, necesarias para resistir o soportar los efectos adicionales por sobrecarga.

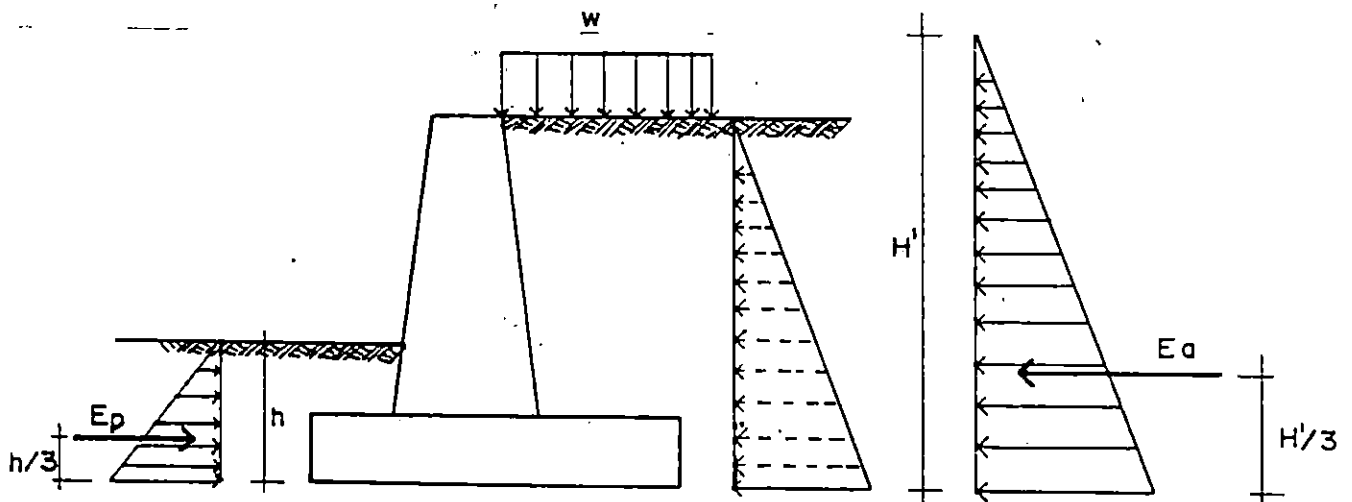


FIG. 49

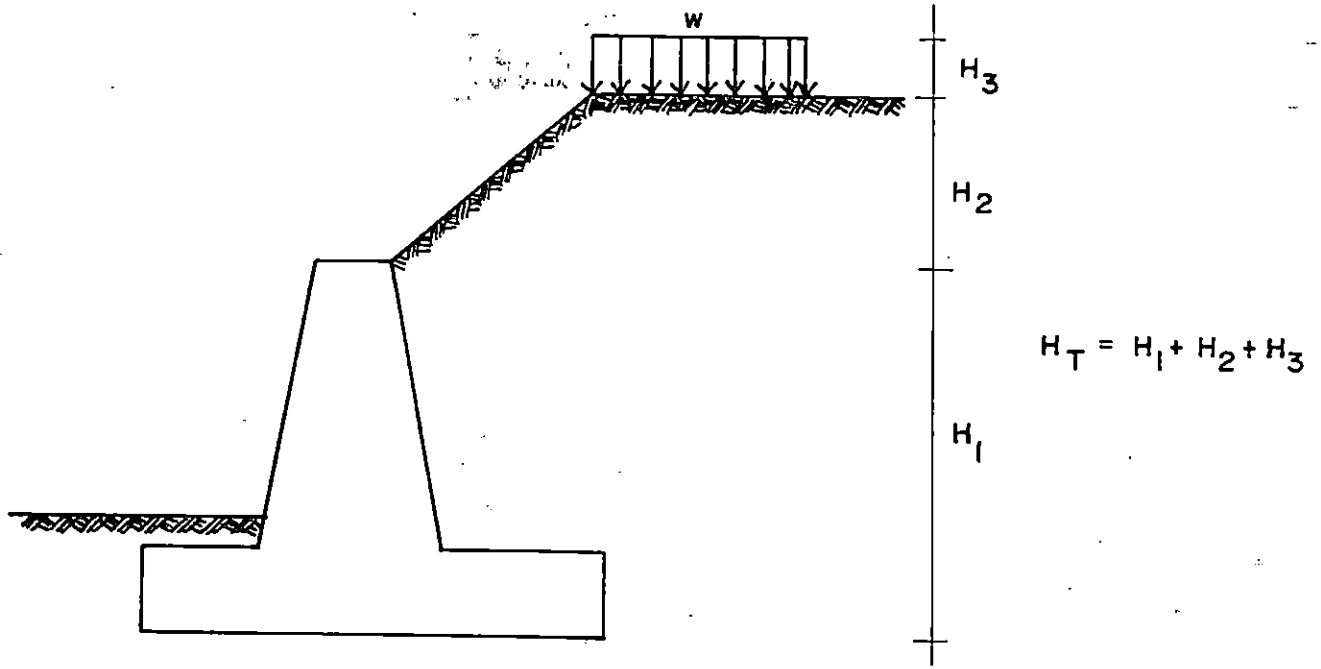


FIG. 50

CARGA PUNTUAL (paralela a la cresta del muro)

Si la superficie del relleno soporta una carga lineal "q" por unidad de longitud y paralela a la cresta del muro (fig. 51), se considera que la carga ejerce sobre la sección vertical ab una fuerza horizontal²⁷

$$Pq = C \times q$$

Donde:

²⁷ "Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica"; Terzaghi y Peck; 1967

Donde:

- P_q = Carga horizontal por unidad de longitud
 C = Coeficiente que depende del tipo de suelo
 (Tabla 5)

TABLA 5

TIPO DE SUELO	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

- I - Suelo granular grueso, sin finos
 II - Suelo granular grueso, con finos limosos
 III - Suelos residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
 IV - Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
 V - Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura

El punto de aplicación "d" de la fuerza P_q se obtiene trazando desde el punto "c" de aplicación de la fuerza "q" una recta que forme con la horizontal un ángulo de 40° . El punto

1. The first part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

2. The second part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of chairman.

3. The third part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of secretary.

4. The fourth part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of treasurer.

" d_1 " de intersección de dicha recta con el paramento interno del muro es el punto de aplicación de P_q (fig. 51). Si el punto d_1 se ubica por debajo de la base del muro, la carga lineal puede despreciarse.

La carga lineal q produce también una presión vertical sobre el talón del muro. Se puede suponer que esta presión " P " se halla uniformemente distribuida sobre la base " ab " de un triángulo equilátero de vértice " c ". Así:

$$P = \frac{q}{ab}$$

En el cálculo de la estabilidad del muro se considera solamente la parte de " P " que actúa directamente sobre el talón.

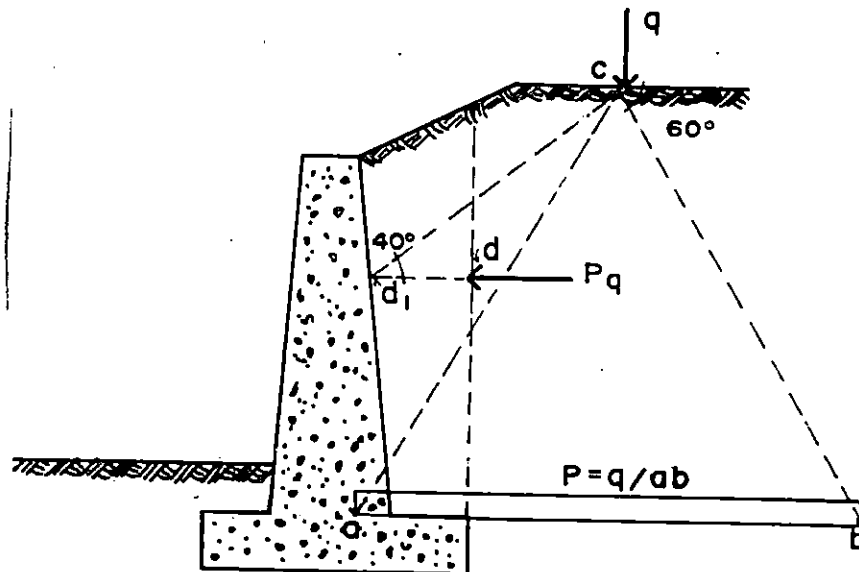


FIG. 51

100-12000-10000

100-12000-10000

100-12000-10000
 100-12000-10000
 100-12000-10000
 100-12000-10000
 100-12000-10000
 100-12000-10000
 100-12000-10000
 100-12000-10000
 100-12000-10000

100-12000-10000

100-12000-10000

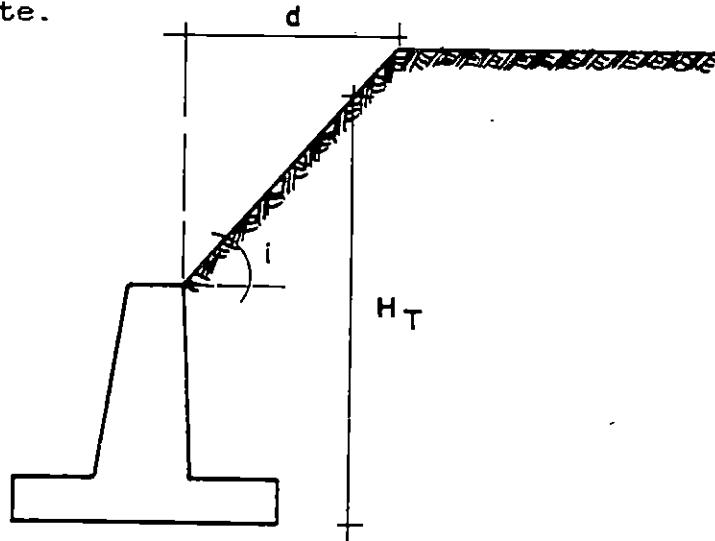
100-12000-10000

100-12000-10000

SUPERFICIE DE RELLENO INCLINADA ($i \neq 0$)

El talud sobre la corona del muro se tomará como una altura equivalente adicional a la altura real del mismo para realizar su análisis, lo cual permite obtener dimensiones mayores capaces de resistir la masa de suelo.

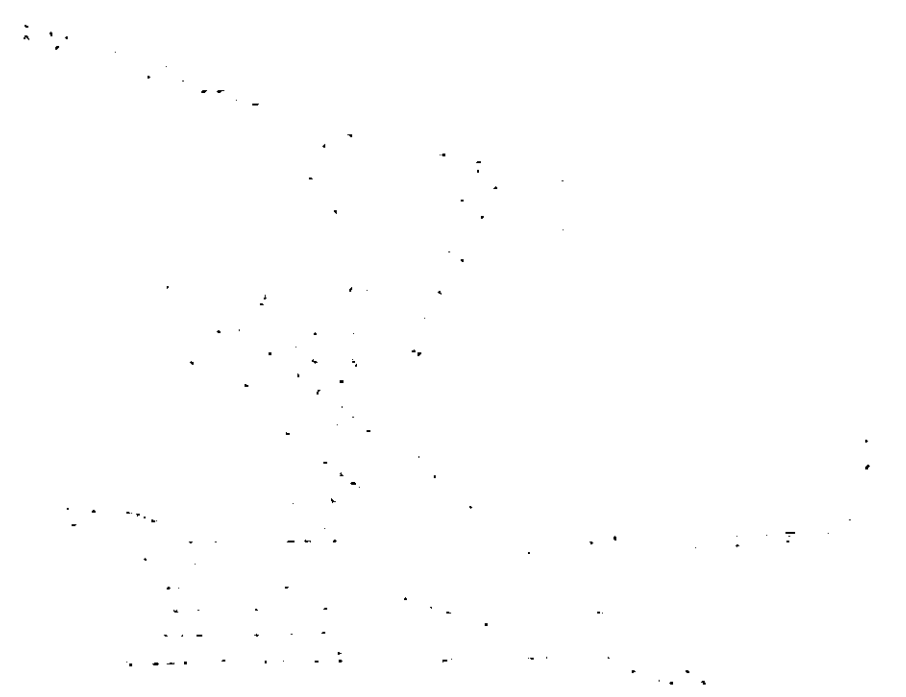
Cuando la distancia "d", sea considerable, (fig. 52) dependerá del criterio del proyectista al determinar la altura adicional, para lo cual se deberá tomar en consideración el Angulo de Inclinación "i" que presente el talud, puesto que si éste está bastante tendido, los efectos de cargas inducidos por la masa de suelo, serán menores comparados a aquellos efectos transmitidos cuando la pendiente del talud sea bastante fuerte.

**FIG. 52**

STATISTISKE TALL

De viktigste resultatene fra undersøkelsen er som følger:

- 1. En stor del av befolkningen er utilfreds med økonomisk utviklingen.
- 2. Mange mener at regjeringen har gjort feil valg.
- 3. Det er et stort behov for reformer i offentlig sektor.

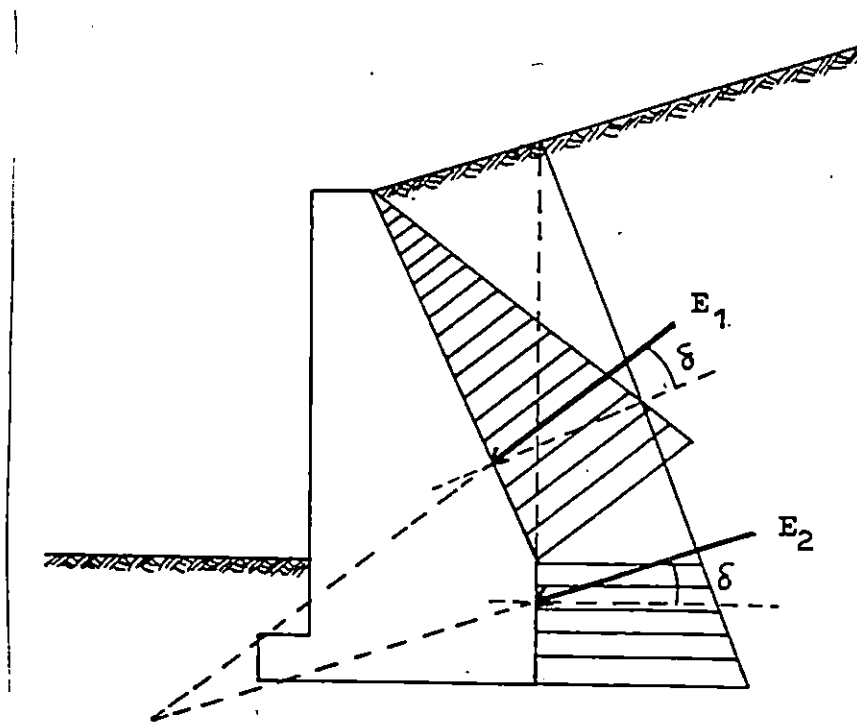


FORMA DE LAS OBRAS DE CONTENCIÓN

La forma geométrica del paramento interno del muro influye en la distribución de presiones sobre el mismo.

Si un muro tiene su respaldo quebrado como se muestra en la Figura 53, el empuje se puede determinar por etapas (E_1 , E_2 , etc.) y determinar posteriormente el empuje resultante.

La dirección del empuje depende del ángulo de fricción suelo-muro (δ).

**FIG. 53**

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry, no matter how small, should be recorded to ensure the integrity of the financial data. This includes not only sales and purchases but also expenses and income. The document also highlights the need for regular reconciliation of accounts to identify any discrepancies early on.

Furthermore, it stresses the importance of using reliable accounting software to streamline the process and reduce the risk of human error. The software should be able to handle complex calculations and generate detailed reports that can be used for decision-making. The document also mentions the importance of keeping the software up-to-date to ensure it remains secure and compliant with the latest regulations.

In addition, the document discusses the importance of having a clear understanding of the company's financial goals and how the accounting system can help achieve them. It suggests that the accounting system should be designed to provide real-time insights into the company's financial performance, allowing management to make informed decisions quickly. The document also mentions the importance of having a strong internal control system to prevent fraud and ensure the accuracy of the financial statements.

Finally, the document emphasizes the importance of having a good working relationship with the accounting firm or software provider. It suggests that regular communication and collaboration are essential to ensure that the accounting system is meeting the company's needs and that any issues are resolved promptly. The document also mentions the importance of having a backup plan in case of any system downtime or data loss.

In conclusion, the document provides a comprehensive overview of the key factors that influence the success of an accounting system. It emphasizes the importance of accuracy, reliability, and real-time insights, as well as the need for strong internal controls and a good working relationship with the accounting firm or software provider. By following these guidelines, companies can ensure that their accounting system is effective and efficient, helping them to achieve their financial goals.

5.2 ANALISIS DEL EMPUJE ACTIVO PARA ESTRUCTURAS RIGIDAS (MUROS)

5.2.1 Análisis Estático

Se considera un estado de empuje activo estático cuando las deformaciones o deslizamientos que se llevan a cabo en el material de relleno originan una ruptura o falla en la estructura de retención debidas al propio peso de dicho material de relleno.

Para el análisis y cálculo de dicho empuje, se emplean las teorías clásicas de empuje de tierra formuladas por Rankine y Coulomb, dichas teorías al ser empleadas directamente en nuestro país presentan desventajas, puesto que no consideran los efectos producidos por sismo; pero se hace necesario conocer sus criterios básicos ya que en ellos se fundamentan aquellas teorías que consideran el efecto sísmico en su análisis.

5.2.1.A Teoría de Rankine

Cuando en un muro se deposita la masa de tierra de relleno, se producen sobre el mismo presiones que hacen que éste tenga deformaciones y/o desplazamientos que dependen

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page. The text is arranged in several paragraphs and appears to be a formal document or report.

tanto de la naturaleza del suelo como de la altura del muro.
(fig. 54)²⁸

Teniendo en cuenta que al transmitir presión al muro a través de las cargas provocadas por el relleno, se provocan las condiciones de deformación las cuales hacen que el suelo adyacente pase del estado de reposo al de equilibrio plástico de Rankine, debe de buscarse por consiguiente, un coeficiente de seguridad adecuado, para que el empuje activo dé el suficiente respaldo como para asegurar la estabilidad de un muro, sin necesidad de considerar mayores empujes.

En la teoría de Rankine se considera que la superficie de contacto entre el muro y el suelo es lisa y no rugosa, lo cual da como resultado la obtención de valores aproximados del empuje, que comúnmente reduce el empuje activo y aumenta el pasivo, esto conduce a un error en el cálculo del lado de la seguridad.

Además, esta teoría se basa en que:

²⁸ Tomado de "Necesidad de considerar los empujes dinámicos de tierra en el AMSS", Guillén Oscar, 1988

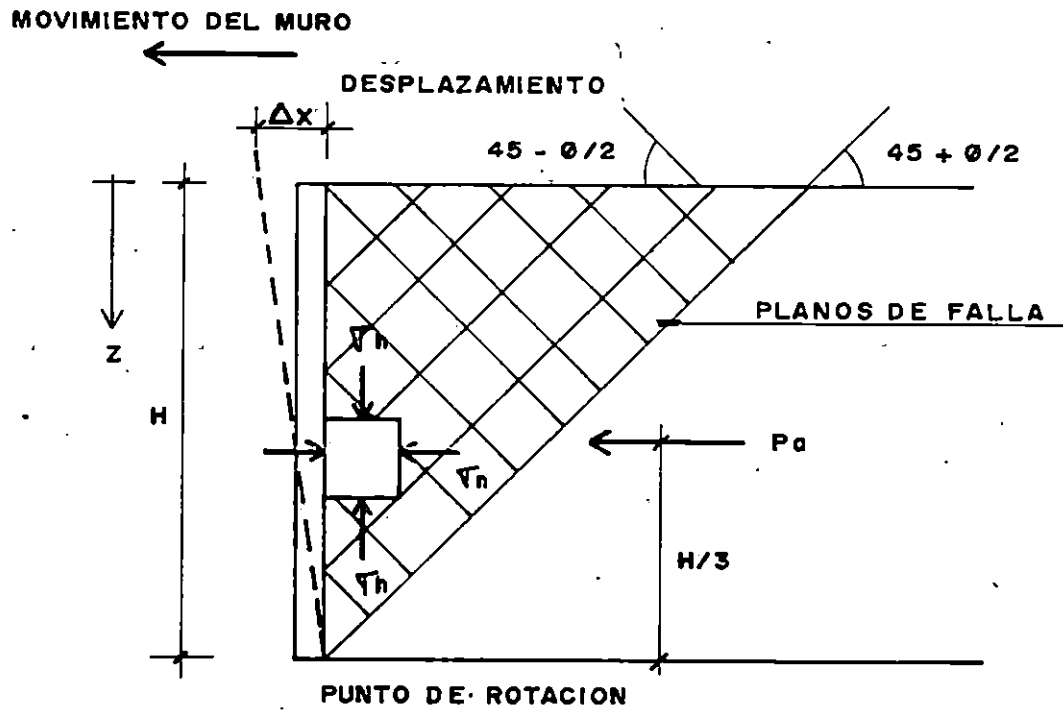


FIG.5 4 - PRESION ACTIVA DE RANKINE.

(Tomado de "Necesidad de considerar los empujes dinámicos de tierra en el AMSS. Guillén, Oscar, 1988)

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

5555 S. UNIVERSITY AVENUE

CHICAGO, ILLINOIS 60637

TEL: (773) 707-3640

FAX: (773) 707-3640

WWW.PHYSICS.DUKE.EDU

DUKE UNIVERSITY

PHYSICS DEPARTMENT

221 SOUTH WEST STREET

DURHAM, NORTH CAROLINA 27708

TEL: (919) 286-4600

"El paramento interno del muro de sostenimiento es vertical, y si la superficie límite que forma el terraplén es horizontal, la magnitud y distribución del empuje sobre el muro, son idénticas a las determinadas por Rankine en su Teoría de los Estados de Equilibrio Plástico²⁹

En general las suposiciones de la Teoría de Rankine son:

1. El suelo es un elemento que se puede deformar lateralmente por efecto de la carga, pero no se puede expandir lateralmente por estar confinado por el mismo suelo bajo las mismas condiciones de carga.
2. El suelo es homogéneo e isotrópico.
3. La resistencia al cortante del suelo se define por la ecuación de Coulomb.
4. No existe rugosidad entre el muro y el suelo.
5. La superficie del relleno es plana.
6. El suelo debe estar en equilibrio plástico.
7. Los esfuerzos cortantes se dan a lo largo de dos superficies de falla, (exterior e interior).
8. Las presiones actúan a $H/3$ a partir de la base.

²⁹ Terzaghi y Peck (1955)

Siempre que se formen los dos planos de falla, tanto exterior como interior y que el suelo que pueda hallarse entre el plano de falla exterior y el muro, se traslade junto con éste, se dice que se logra el estado de presión activa.

El empuje total, entonces, para una altura H se expresa así:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

donde:

$$E_a = \text{Empuje activo estático}$$

$$H = \text{Altura del muro}$$

$$\gamma = \text{Peso volumétrico del suelo}$$

$$K_a = \text{Coeficiente de presión activa estática de tierra}$$

$$\phi = \text{Angulo de Fricción interna}$$

Esta expresión nos proporciona el valor para el empuje activo de un suelo friccionante.

Igualmente se determina una expresión que nos da como resultado el valor del empuje pasivo, integrando una fórmula para el estado plástico pasivo, llegando a:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2)$$

donde K_p = Coeficiente de presión pasiva estática de tierra.

Estas expresiones cambian si la superficie fuese un plano inclinado, con un ángulo con la horizontal:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\operatorname{Cos} i \frac{\operatorname{Cos} i - \sqrt{\operatorname{Cos}^2 i - \operatorname{Cos}^2 \phi}}{\operatorname{Cos} i + \sqrt{\operatorname{Cos}^2 i - \operatorname{Cos}^2 \phi}} \right]$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\operatorname{Cos} i \frac{\operatorname{Cos} i + \sqrt{\operatorname{Cos}^2 i - \operatorname{Cos}^2 \phi}}{\operatorname{Cos} i - \sqrt{\operatorname{Cos}^2 i - \operatorname{Cos}^2 \phi}} \right]$$

Estos empujes se ubican a un tercio de la altura del muro con dirección paralela a la superficie de relleno.

Al hacer referencia a la cohesión de un suelo, la fórmula para la determinación de los empujes activo y pasivo en un muro de altura H se convierte en:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2CH \sqrt{K_a}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + 2CH \sqrt{K_a}$$

Donde:

C = Cohesión

En la Figura 55 (a) se representa la distribución de presiones activa y pasiva, así como la profundidad a que se extiende la zona de tensión³⁰

La Figura 55 (b) muestra la distribución de presión activa y pasiva para los suelos cohesivo - friccionantes así como la profundidad de la zona de tensión.

La profundidad hasta donde se extiende la zona de tensión (Z₀) es:³¹

$$Z_0 = \frac{2C}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

5.2.1.B Teoría de Coulomb

El cálculo para determinar el empuje en los muros de retención, llamado "Teoría de la cuña de Falla"³² puede ser adaptado a cualquier condición de borde.

³⁰ Tomado de "Necesidad de considerar los empujes dinámicos de tierra en el AMSS", Guillén, Oscar, 1988.

³¹ Rico y del Castillo (1978)

³² Coulomb, 1776

1. 1977

1. 1977

1. 1977

1. 1977

1. 1977

1. 1977

1. 1977

1. 1977

1. 1977

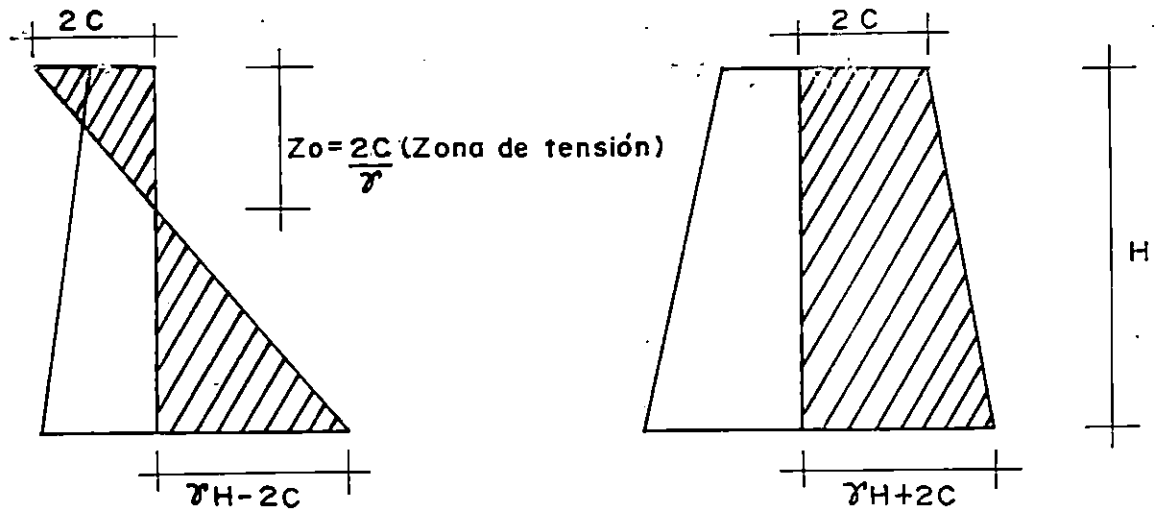
1. 1977

1. 1977

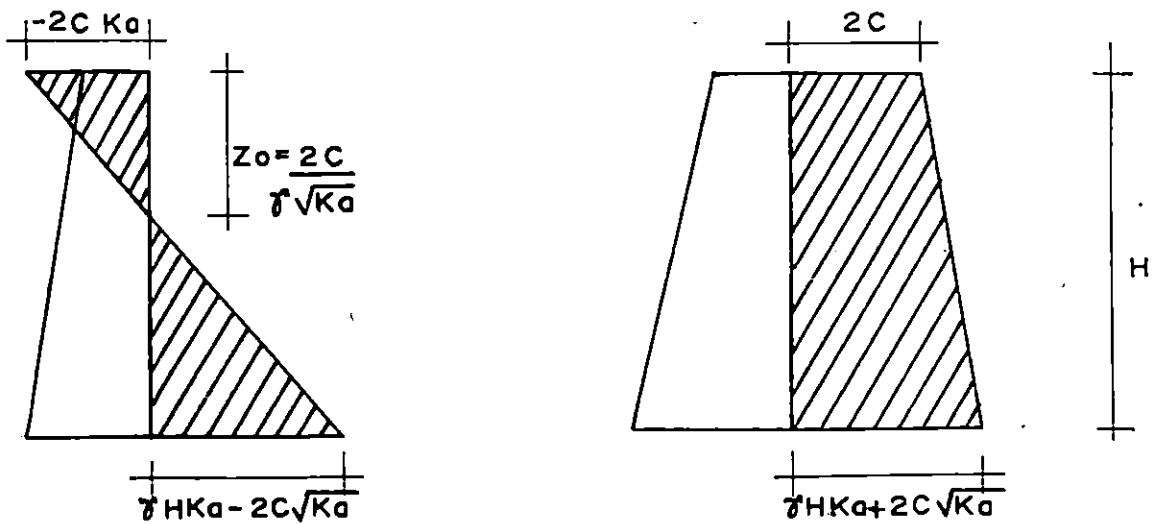
1. 1977

1. 1977

1. 1977



(a)



(b)

FIG. 55- DISTRIBUCION ACTIVA Y PASIVA EN SUELOS COHESIVOS (a)
Y SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES (b)

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for transparency and accountability, particularly in financial matters. This section also touches upon the legal implications of failing to maintain such records, including potential penalties and the risk of legal action.

2. The second part of the document provides a detailed overview of the various types of records that should be maintained. This includes financial statements, contracts, correspondence, and other documents that are critical to the organization's operations. It also discusses the methods for organizing and storing these records, such as using a systematic filing system or digital storage solutions.

3. The third part of the document focuses on the security and protection of records. It highlights the need to implement robust security measures to prevent unauthorized access, loss, or destruction of data. This includes the use of encryption, access controls, and regular backups. Additionally, it discusses the importance of having a disaster recovery plan in place to ensure that records can be restored in the event of a crisis.

4. The fourth part of the document addresses the issue of record retention and disposal. It explains the legal requirements for how long records should be kept and the proper procedures for their disposal. This section also discusses the benefits of a clear retention policy, such as reducing storage costs and ensuring compliance with applicable laws and regulations.

5. The fifth and final part of the document provides a summary of the key points discussed and offers some practical advice for implementing a comprehensive record-keeping strategy. It encourages organizations to regularly review and update their record-keeping policies to ensure they remain effective and compliant with the latest requirements.

Pero tiene el inconveniente que se necesita efectuar una simplificación con respecto a la forma de la superficie de deslizamiento, lo que conduce a error en el cálculo, el cual es pequeño, comparado con el error resultante de la Teoría de Rankine.

Lo anteriormente expuesto no tiene validez si aumenta el ángulo muro-suelo, ($\delta > \phi/3$) ya que la superficie de deslizamiento es fuertemente curvada, lo cual provoca que el empuje aumente rápidamente; es de considerar, que la hipótesis de Coulomb proporcionaría un error considerable.

El valor del ángulo muro-suelo (δ) varía de 0 (cero) a ϕ pero en la práctica, sin embargo, el valor de δ puede tomarse como:

$$\phi/2 \leq \delta \leq 2/3 \phi^{33}$$

El método de Coulomb considera que el empuje activo es provocado por una cuña limitada por el paramento interno del muro (AB), la superficie del terreno (AO) y la superficie de falla desarrollada dentro del terreno (BO). (fig. 56). La fricción se genera cuando al deslizarse la cuña (OAB) provoca

a través del efecto de peso del suelo, esfuerzos de fricción tanto en el muro y el suelo como en la superficie suelo-suelo; la fuerza E_a y F se dan inclinadas respecto a las normales con δ y ϕ de fricción entre muro-suelo y suelo-suelo respectivamente.

Es posible conocer la magnitud del empuje sobre el muro considerando el equilibrio en el polígono W , F y E_a , y conociendo la dirección de E_a y F .

Puede llegarse a una ecuación de la hipótesis de Coulomb, considerando un relleno friccionante limitado por un plano inclinado y un muro de respaldo plano, esta expresión es:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 (\phi - w)}{\cos^2 w \cos(\delta + w) \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + w) \cos(w - i)} \right]^2}$$

Donde:

- w = Angulo entre paramento interno del muro y la vertical
- δ = Angulo de fricción suelo - muro
- i = Angulo de inclinación del talud (relleno)

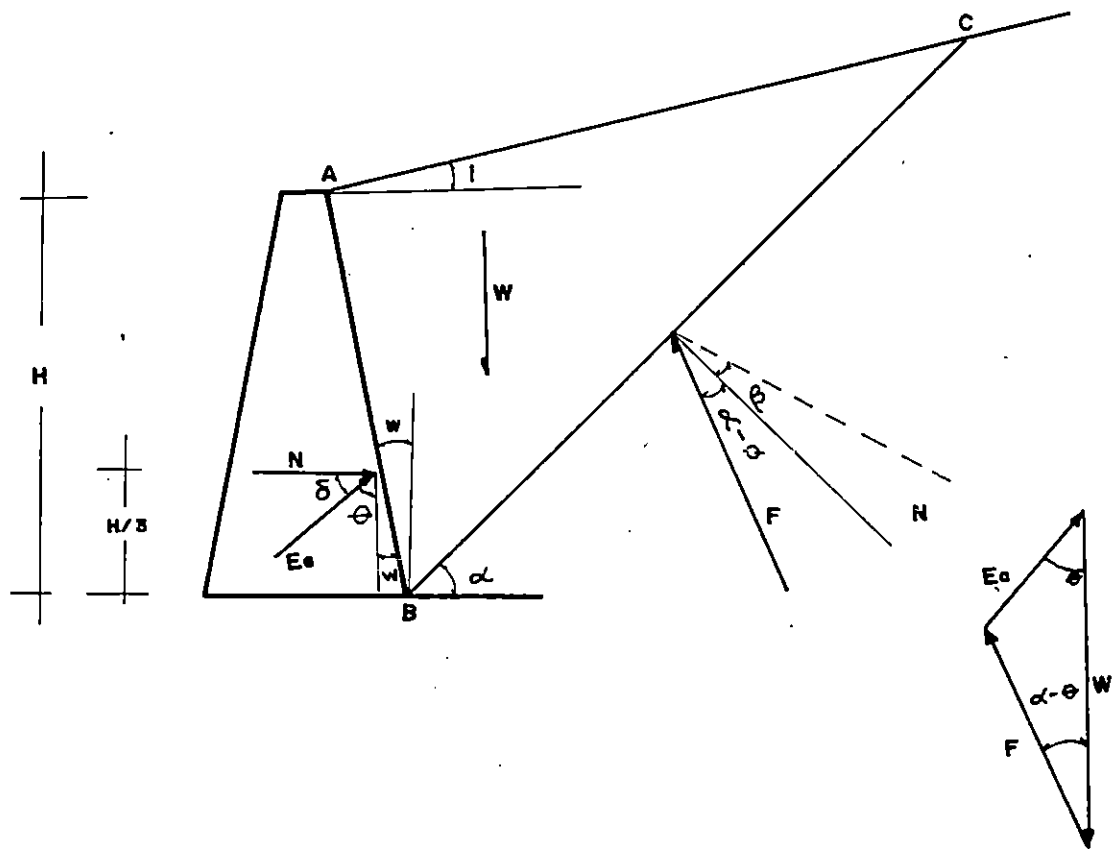


FIG. 56- EMPUJE DE SUELOS FRICCIONANTES DE COULOMB.

(Tomado de Rico y Del Castillo, 1978).

at least one

of the

is

the

the

the

the

Cuando la fricción entre el suelo y el muro sea nula, o sea, $\delta = 0$, el respaldo vertical ($w = 0$) y el relleno horizontal ($i = 0$), entonces tendremos el punto coincidente entre la teoría de Coulomb y Rankine.

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Coulomb en su teoría no consideró empuje pasivo, aunque aplicando sus criterios se llega a establecer fórmulas parecidas a las del caso activo. (fig. 57).

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\text{Cos}^2 (\phi + w)}{\text{Cos}^2 w \text{Cos}(w-\delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta+\phi) \text{Sen}(\phi+i)}{\text{Cos}(w-\delta) \text{Cos}(w-i)}} \right]^2}$$

Es suficiente aproximación, para los suelos cohesivos-friccionantes considerar la superficie hipotética de falla como un plano que se extiende desde la base del muro hasta la zona de agrietamiento, (fig. 58).

El equilibrio de la cuña se da por:

- (a) El peso propio (W) de la cuña.
- (b) La reacción entre la cuña y el suelo con dos componentes, F debido a la reacción y a la fricción y C debido a la cohesión

- (c) La adherencia c' entre suelo-muro
- (d) El empuje activo

La cuña de tierra que empuja un muro se considera un cuerpo rígido, por lo que no es posible saber cual es la distribución de presiones sobre el muro, a través de la Teoría de Coulomb.

En compensación a lo anterior, Coulomb supuso que todo punto de respaldo del muro representa una superficie potencial de falla, llegándose a concluir que el punto de aplicación del empuje está a $H/3$ de la base en muros de respaldo plano y por rellenos limitados por superficies planas.

De manera general, la hipótesis en que se fundamentó Coulomb para formular su Teoría de empujes de tierra es:

1. El suelo es isotrópico, homogéneo y posee cohesión y fricción.
2. Las deformaciones antes y después de la falla son despreciables.
3. El suelo del relleno es incompresible
4. La falla de la superficie de deslizamiento ocurre a lo largo de superficies planas.

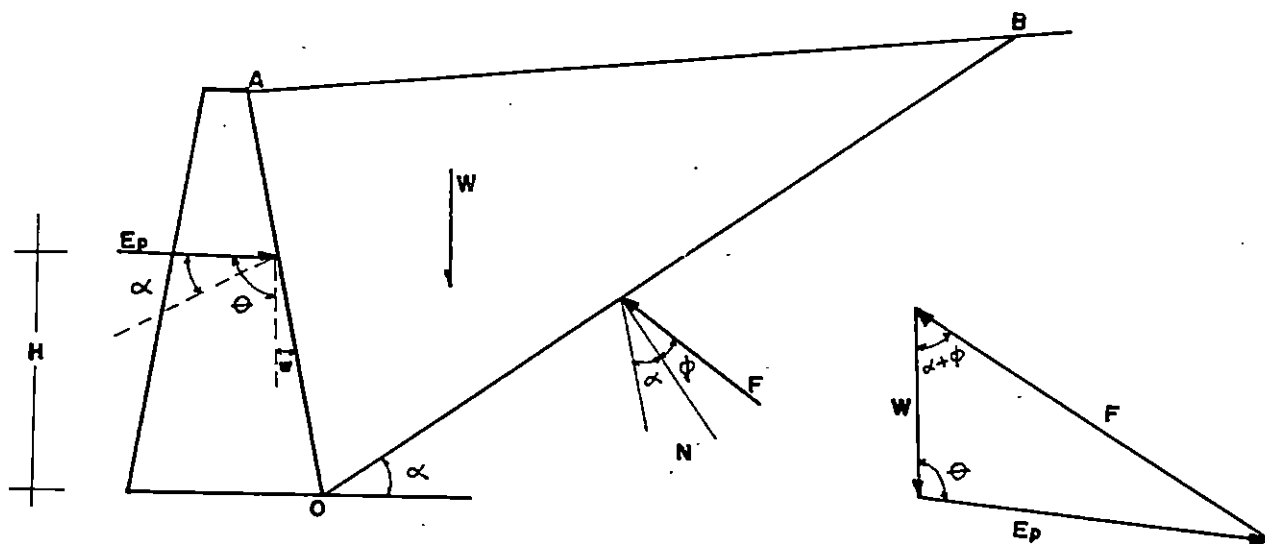


FIG. 57 - EMPUJE PASIVO DE COULOMB.

(Tomado de Rico y Del Castillo 1978).

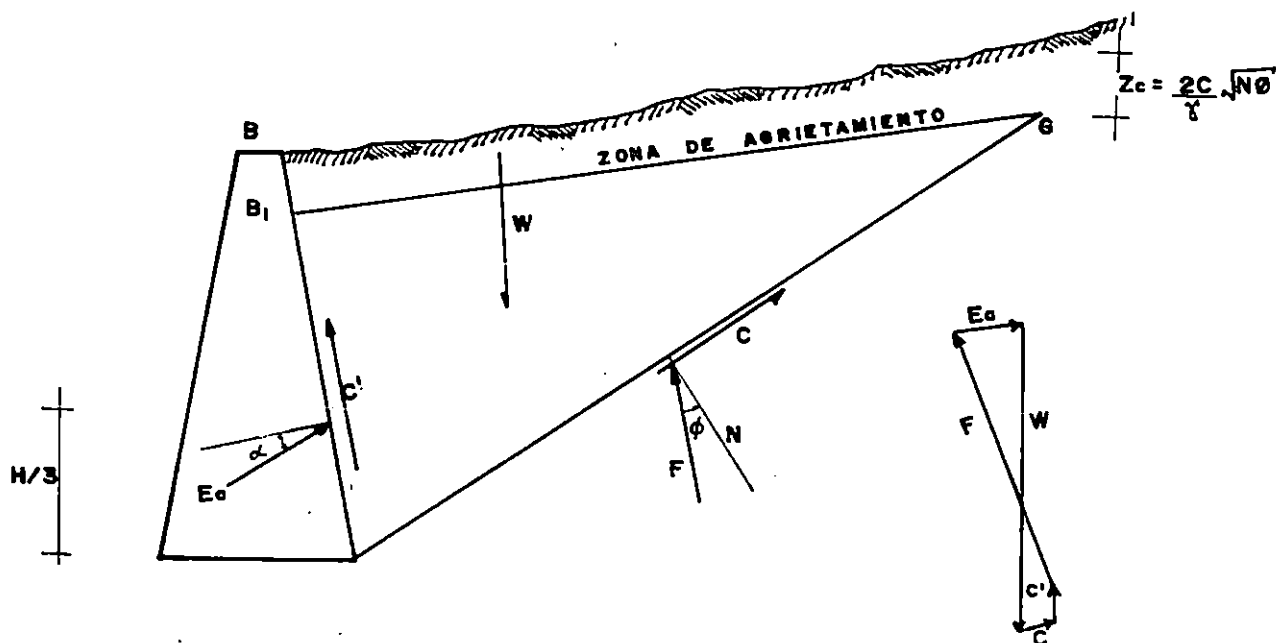


FIG. 58 - TEORIA DE COULOMB EN SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES.

(Tomado de Rico y Del Castillo.)

5. Se cumple la Teoría de Mohr - Coulomb.
6. Existe fricción entre el paramento del muro y el suelo.
7. La pared del muro de retención cede lo suficiente como para que se pueda desarrollar la condición de presión activa en la masa del suelo.
8. La cuña del suelo se desliza sobre la pared del muro, o sea que sólo se forma un plano de falla interior.
9. La presión activa actúa sobre la pared del muro, en lugar de sobre un plano vertical³⁴

5.2.2 Análisis Dinámico

Se trata ahora de realizar un análisis de los efectos que produce un sismo sobre una estructura rígida de retención de tierra, en lo referente al incremento del empuje activo sobre el mismo.

En la actualidad existen métodos que se encargan de obtener resultados confiables de valores del empuje activo dinámico con el fin de poder diseñar estructuras sismoresistentes; dichos métodos se basan en las teorías clásicas de empujes de tierra formuladas por RANKINE y COULOMB.

³⁴ Rico y Del Castillo (1978)

Tales métodos consideran los valores de aceleración vertical y aceleración horizontal de la gravedad, como producto de un evento sísmico. Entre estos métodos se mencionan:

- Método de Monobe - Okabe
- Método Semi-empírico de Bolton - Seed
- Método del NAVFAC DM-7.2

Los cuales se desarrollan a continuación.

5.2.2.A Método de Monobe - Okabe

Los movimientos sísmicos, han causado grandes daños, en las estructuras de retención como producto de la excesiva presión lateral dinámica del suelo producida sobre éstas, ya que este incremento de presión induce deslizamientos y/o declives a dichas estructuras sobre todo en terreno de topografía de alto riesgo sísmico.

En 1979 Nazarian y Hadjan, realizaron estudios teóricos sobre la presión lateral dinámica de los suelos, por medio de los cuales dichas teorías se dividen en tres categorías:

- a. Solución completamente plástica (estática)
- b. Soluciones basadas en la teoría de la Onda Elástica

- c. Soluciones basadas en la Teoría Elastoplástica y no lineal.

La teoría de la presión lateral dinámica de Mononobe-Okabe, está basada en la solución completamente plástica y a la vez, toma criterios dados por Coulomb.

La ecuación para la presión activa del suelo de Coulomb, (que considera un relleno seco sin cohesión), puede ser modificada tomando en cuenta los coeficientes vertical y horizontal de la aceleración inducida por un terremoto.

El análisis de Mononobe (1929) y Okabe (1926), está basado en las siguientes suposiciones:

1. La falla en el terreno tiene lugar a lo largo del plano BC (fig. 59).
2. El movimiento del muro es suficiente para producir una mínima presión activa.
3. La fuerza de corte de un terreno de relleno seco puede ser dada por la ecuación:

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

Donde:

τ	=	Fuerza Cortante
σ	=	Esfuerzo efectivo
C	=	Cohesión

4. En la falla, toda la fuerza de corte a lo largo del plano de falla (Plano BC) es movilizada.
5. El terreno tras el muro de retención se comportará como un cuerpo rígido.

La línea AB es el paramento interno del muro de retención y ABC es la cuña de falla. Las fuerzas en la cuña de falla por unidad de longitud del muro son:

W	=	Peso de la cuña
E	=	Fuerza Activa
F	=	Resultante de las fuerzas de corte y normal a lo largo del plano de falla.
K _{hw} y K _{vw}	=	Fuerzas de inercia en las direcciones horizontal y vertical respectivamente, donde:
K _h	=	Componente horizontal de la aceleración del terremoto
K _v	=	Componente vertical de la aceleración del terremoto.

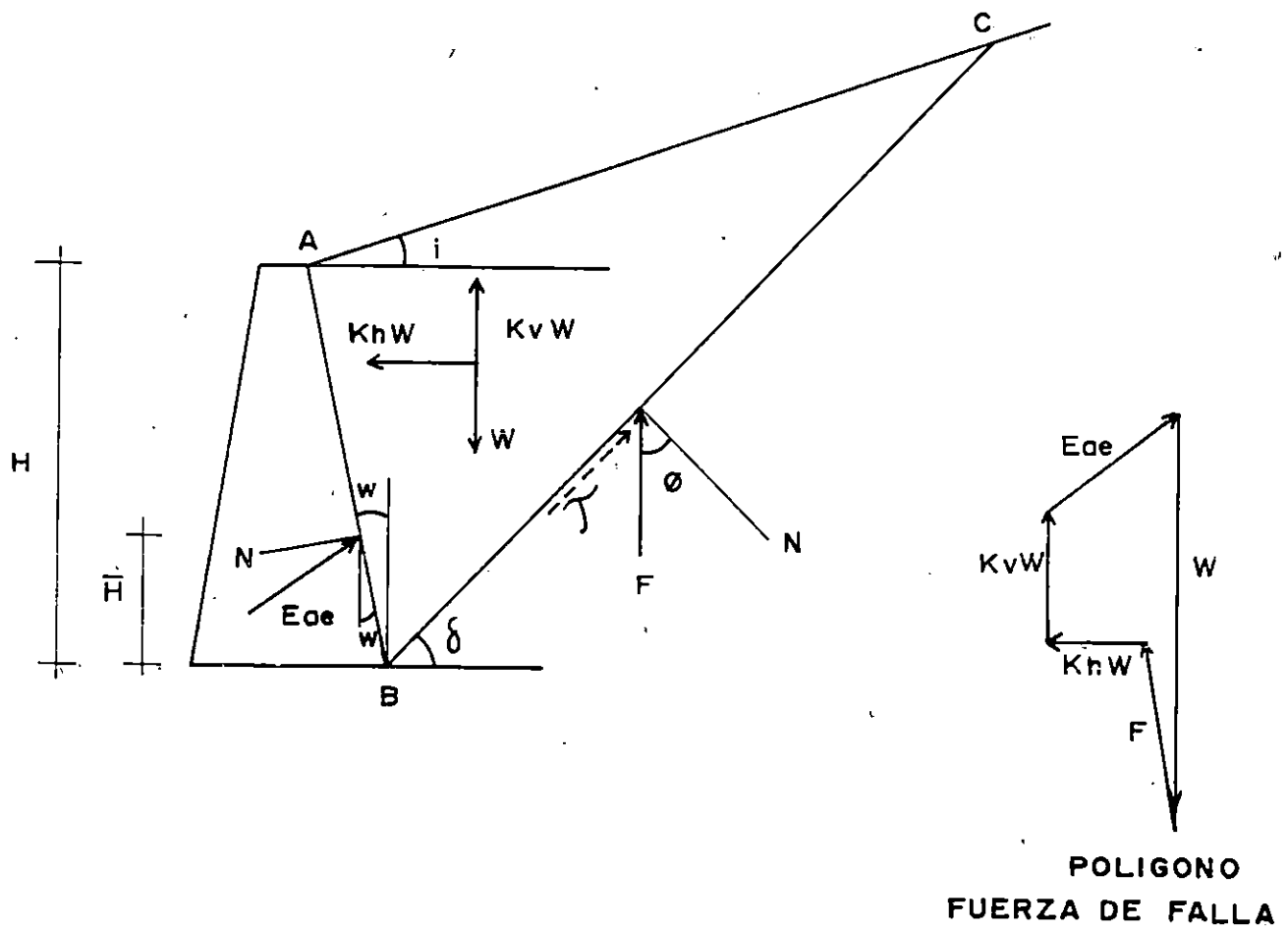


FIG. 59- DERIVACION DE LA ECUACION DE MONONOBE-OKABE.

(Tomado de "Necesidad de considerar los empujes dinámicos de tierra en el AMSS. Guillón, Oscar. 1988)

La fuerza activa determinada por el análisis de la cuña descrita anteriormente, puede ser expresada por:

$$Eae = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae}$$

Donde K_{ae} , es el coeficiente de la presión activa del suelo con efecto de terremoto:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - w)}{\cos \beta \cos^2 w \cos(\delta + w + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - i)}{\cos(\delta + w + \beta) \cos(i - w)}} \right]^2}$$

$$\beta = \tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)]$$

La ecuación de Eae generalmente es referida como la ecuación de la presión activa del suelo de Mononobe - Okabe.

Existen varios parámetros que ejercen efectos en el valor del coeficiente de presión activa de la tierra, entre los que se mencionan:

1. El efecto del ángulo de fricción del muro (δ), para la mayoría de los casos prácticos de diseño, donde los valores de δ varían de 0 a $1/2\phi$, en el valor de K_{ae} es pequeño.

2. Un pequeño error en la toma del valor del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ), ocasiona un gran error en la estimación del valor de E_{ae} .
3. El valor de K_{ae} se incrementa con un aumento de la inclinación del relleno (i).

PUNTO DE APLICACION DEL EMPUJE ACTIVO DINAMICO

De acuerdo a Mononobe - Okabe, la fuerza activa resultante en estructuras de retención puede actuar a una distancia de $1/3H$ medida desde la base del muro, similar que en el caso estático. Sin embargo, pruebas de laboratorio realizadas indican que la presión resultante E_{ae} , actúa a una distancia un poco más grande de $1/3H$.

Seed y Whitman en 1969³⁵, tomando en consideración factores prácticos de diseño, propusieron un procedimiento para la determinación de la línea de acción de E_{ae} , en donde se define \bar{H} como:

$$\bar{H} = \frac{(E_a \times 1/3H) + (\Delta E_{ae} \times 0.6H)}{E_{ae}}$$

³⁵ Tomado de "Necesidad de considerar los empujes dinámicos de tierra en el AMSS". Guillén, Oscar, 1988.

Donde:

$$\Delta E_{ae} = E_{ae} - E_a$$

E_a = Presión Activa estática de tierra de Coulomb

5.2.2.B Método Semi-Empírico de Bolton-Seed

En el año de 1969, H. Bolton Seed propuso un método para el cálculo del empuje Activo Dinámico (E_{ae}) sobre muros de retención simple, con paramento interno vertical y relleno seco con superficie horizontal, el cual se basa en la Teoría anteriormente expuesta por Mononobe-Okabe y en el que se propone lo siguiente:

1. La máxima presión dinámica activa E_{ae} , es igual a la suma de la presión estática inicial y el incremento de la presión dinámica ΔE_{ae} . Así:

$$E_{ae} = E_a + \Delta E_{ae}$$

$$E_{ae} = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_a + \Delta E_{ae}$$

2. Para un suelo con ángulo de fricción interna (ϕ) igual a 35 grados, el incremento de la presión dinámica es aproximadamente igual a la fuerza de inercia de una cuña

de suelo OAB (fig. 60), proyectada a una distancia de $3/4 H$ tras la cresta del muro.

Así:

$$\Delta E_{ae} = W(OAB) K_h = \frac{1}{2} H \cdot \frac{3}{4} H \gamma_s K_h$$

$$\Delta E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{3}{4} K_h = \frac{3}{8} \gamma H^2 K_h$$

Siendo:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_a + \frac{3}{4} K_h)$$

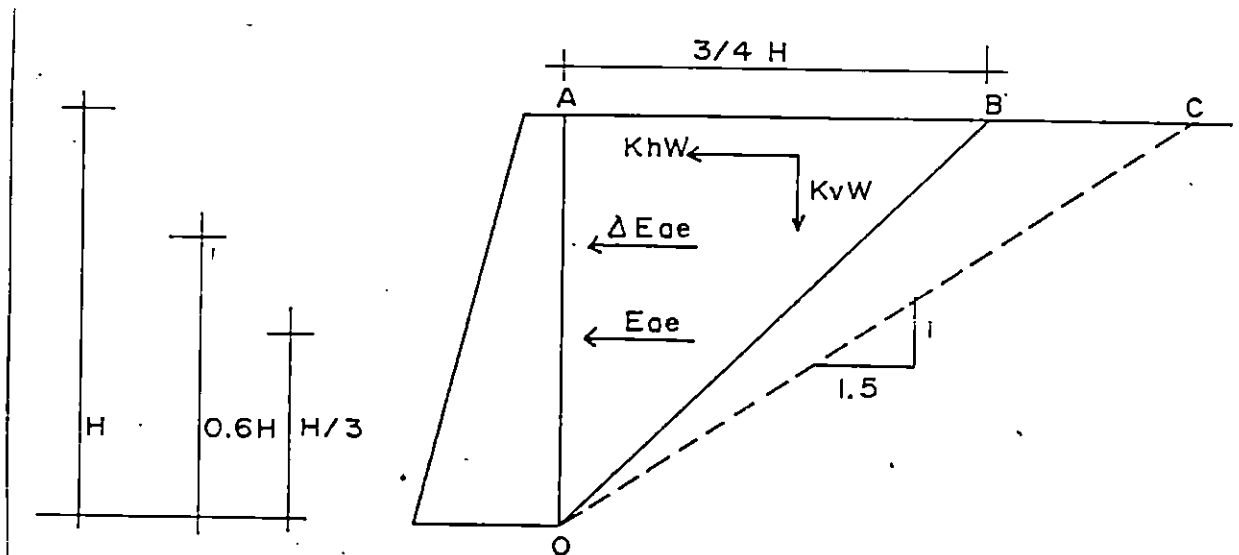


FIG. 60 - METODO SEMI-EMPIRICO DE SEED

(Tomado de "Necesidad de considerar los empujes dinámicos de Tierra en el AMSS" Guillén, Oscar, 1988)

3. El incremento en la presión dinámica ΔE_{ae} (debida a sismo), actúa en el muro a una altura de $0.6 H$ sobre la base.

4. Las superficies planas, hacen que el plano OB en la Figura 60, estén cerca de fallar; la localización del plano crítico depende de la magnitud de la aceleración horizontal de tierra (K_h). Así que es prudente considerar que la superficie de falla puede estar entre OB y OC, y que el plano OC tenga una pendiente de 1. a 1.5^{36} .

5.2.2.C Método del Navfac DM-7.2

Este método es propuesto por el cuerpo de la marina de los Estados Unidos para poder establecer de una manera práctica y rápida los empujes de tierra por efecto de un sismo.

Esta basado en los estudios realizados por Seed y Whitman en 1970, los cuales a su vez, se basan en los trabajos expuestos por Coulomb y Mononobe-Okabe; comúnmente es llamado "METODO DEL DM-7".³⁷

Las consideraciones hechas por este método son:

³⁶ Seed y Whitman (1970)

³⁷ Tomado de "Necesidad de considerar los empujes dinámicos de tierra en el ANSS", Guillén, Oscar, 1988

1. Para el cálculo de la fuerza lateral inducida por un terremoto, debe calcularse la presión estática y luego incrementar la presión debida al efecto de terremoto, si se supone un muro vertical con relleno de pendiente horizontal y un ángulo de 35 grados entre el respaldo del muro y la vertical, el coeficiente de presión de tierra para el incremento dinámico en la fuerza lateral es aproximadamente $3/4 \cdot K_h$, siendo K_h la aceleración horizontal de la gravedad.

Luego el efecto combinado de la fuerza estática y dinámica es:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + \frac{3}{8} \gamma H^2 K_h$$

El valor de K_a es obtenido a través de la ecuación de Coulomb; se supone que el efecto dinámico para el empuje lateral, actúa a $0.6 H$ de la base del muro.

2. Para otras propiedades de suelo y muro, como variación en la inclinación de la superficie de relleno y en el ángulo w , la fuerza activa combinada resultante es: (fig. 61)

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a (i', w') (1 - K_v) F'$$

Donde:

i' = $i + \beta$ = Inclinación modificada de la superficie de relleno del muro.

w' = $w + \beta$ = Inclinación modificada del respaldo del muro.

$$\beta = \text{Arc Tan } \frac{K_h}{1 - K_v}$$

$$F' = \frac{\text{Cos}^2 w'}{\text{Cos } \beta \text{ Cos}^2 w}$$

K_v = Coeficiente de aceleración vertical.

El incremento de la presión dinámica (ΔE_{ae}) puede ser obtenido restando E_a del valor de E_{ae} .

La fuerza resultante puede variar en su localización dependiendo del movimiento del muro, aceleración de la tierra y la masa del muro.

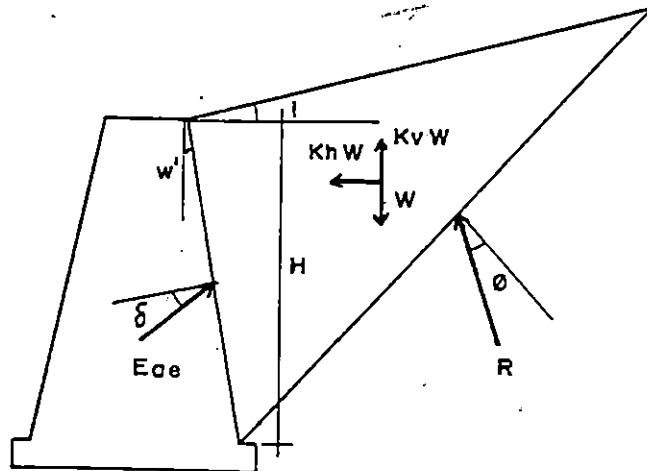


FIG.61 - CONFIGURACION DE LAS FUERZAS ACTUANTES SOBRE UN MURO POR EL METODO DEL DM - 7.2 (1982)

3. Al combinar efecto estático y dinámico, debe usarse un factor de seguridad entre 1.1 y 1.2

5.2.2.D Análisis Dinámico Según el Redses

Como se mencionó anteriormente, el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de El Salvador (REDSSES) se redactó como consecuencia de los daños que produjo el

11-23-55

MEMORANDUM FOR THE RECORD

RE: [Illegible]

[Illegible]

terremoto del 10 de octubre de 1986. Dicho reglamento a diferencia de otros reglamentos de construcción, considera la necesidad de incluir en el análisis del empuje activo del suelo, además del empuje dinámico horizontal, el empuje dinámico vertical.

Se considera en el reglamento el hecho de que el muro de retención deben diseñarse para resistir las siguientes fuerzas dinámicas, además de las fuerzas estáticas³⁸.

$$P_{dh} = EDH = \frac{3}{8} \gamma H^2 (A_h \text{ máx})$$

$$P_{dv} = EDv = 1/2 \gamma H^2 (A_v \text{ máx})$$

donde:

$P_{dh} = EDH$: Fuerza o empuje dinámico horizontal, que actúa a $0.6 H$ sobre la base del muro.

$P_{dv} = EDv$: Fuerza o empuje dinámico vertical, que actúa a $0.2H$ del pie del muro

$A_h \text{ máx}$: Coeficiente de aceleración horizontal.

$A_v \text{ máx}$: Coeficiente de aceleración vertical (fig. 62)

³⁸ Basado en el reglamento de Costa Rica, el cual toma los criterios propuestos por Seed en 1969.

1. *Chloroceryle alpestris*

2. *Chloroceryle alpestris*

3. *Chloroceryle alpestris*

4. *Chloroceryle alpestris*

5. *Chloroceryle alpestris*

6. *Chloroceryle alpestris*

7. *Chloroceryle alpestris*

8. *Chloroceryle alpestris*

9. *Chloroceryle alpestris*

10. *Chloroceryle alpestris*

11. *Chloroceryle alpestris*

12. *Chloroceryle alpestris*

13. *Chloroceryle alpestris*

14. *Chloroceryle alpestris*

En el artículo 40 del REDSES se establecen los valores de "Ah" y "Av", como porcentaje de la aceleración de la gravedad para las dos zonas establecidas en el país; de acuerdo a su actividad sísmica.

Dichos valores fueron determinados en base a los criterios siguientes:³⁹

1. Las aceleraciones máximas registradas durante el terremoto del 10/10/86, fueron del orden del 70% y 40% de la aceleración de la gravedad para las aceleraciones horizontal y vertical respectivamente; estos valores se redujeron en un 50% y se obtuvo inicialmente que los coeficientes de aceleración para el empuje activo dinámico del suelo, en la zona 1 son:

Ah máx = 0.4 g.

Av máx = 0.2 g.

2. Para determinar los coeficientes de aceleración para el empuje dinámico en la zona 2, se redujeron en un 50% los coeficientes de aceleración horizontal y vertical para la zona 1, debido a la geología del área y al poco riesgo sísmico de la misma.

³⁹ Guzmán Urbina, 1987

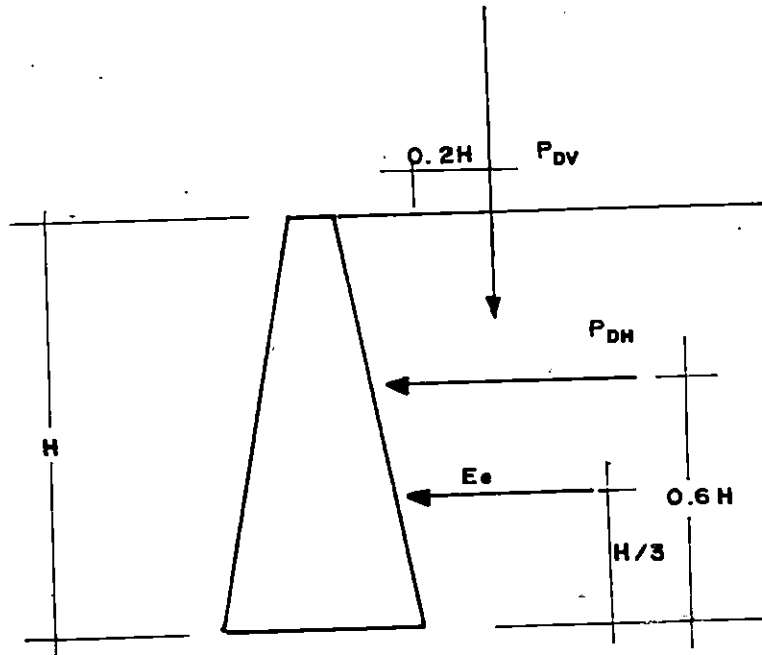


FIG. 62- UBICACION DE FUERZAS DINAMICAS Y ESTATICAS SEGUN
 EL REGLAMENTO DE EMERGENCIA DE DISEÑO SISMICO DE
 EL SALVADOR.
 (Tomado del Comité Técnico designado por ASIA, 1986)

Así los valores de los coeficientes de aceleración de empuje dinámico del suelo para la zona 2 son:

$$A_h \text{ máx} = 0.2 \text{ g.}$$

$$A_v \text{ máx} = 0.1 \text{ g.}$$

Dichos coeficientes son demasiado conservadores y resultan dimensiones de muros bastante grandes, por lo que el REDSES ha reducido en un 50% los coeficientes de aceleración horizontal y vertical, tanto en la zona 1 como en la zona 2⁴⁰. Así:

COEFICIENTE	ZONA	
	I	II
A _h máx	0.20	0.10
A _v máx	0.10	0.05

En el anexo 2 se presentan los resultados de E_a y E_{ae} para diferentes condiciones de suelo y muro, aplicando las teorías antes descritas.

⁴⁰ Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador, 1989.

5.3 ADEMÉS

5.3.1 Excavaciones

En mucho proyectos de Ingeniería Civil, se hace necesario, el realizar excavaciones; conviene hacerse una distinción entre "excavaciones poco profundas", ($H \leq 6.00$ m) y "excavaciones profundas", ($H > 6.00$ m) antes de desarrollar una estructura.

En proyectos de urbanización la realización de excavaciones va dirigida específicamente a la colocación de estructuras hidráulicas (colocación de tubos de diámetro bastante grande que constituye el sistema de drenaje de aguas lluvias) y cuando es necesario una excavación profunda para la construcción de una estructura de retención de tierra.

El proyecto de una excavación depende de dos factores:

- Naturaleza del suelo
- Dimensiones de la excavación

En muchos casos el factor más importante es el tamaño de la excavación, que incluye la profundidad, el área, el volumen a excavar y el espacio que se requiere para el trabajo del equipo y para la estructura, dentro de la excavación. La



resistencia del suelo y su facilidad para ser excavado, la profundidad del agua subterránea y la facilidad con que atraviesa el suelo, influyen tanto en el método para hacer la excavación como en el proyecto de la misma.

Las excavaciones abiertas son las que requieren ademe para soportar el suelo.

Algunas de las razones por las que se hace sentir la necesidad de estos medios provisionales de sustentación del terreno son las siguientes:

1. Los suelos granulares pueden tener un ángulo de talud natural tan abierto que, para realizar la excavación que se desea, habría que remover un volumen de tierra excesivamente grande, a no ser que se dispongan estructuras de contención.
2. Los suelos cohesivos pueden mantenerse temporalmente en pendiente escalonada, pero se necesita una protección para evitar el peligro de un desprendimiento repentino, que conlleva posibles accidentes.

3. El hundimiento del terreno adyacente puede socavar las estructuras próximas como muros, viviendas y pavimentos.
4. La remoción del suelo que da apoyo lateral al terreno adyacente cargado por las estructuras, puede dar lugar a asentamientos y grietas en dichas estructuras aún cuando realmente no ocurra un desprendimiento.

El tipo de suelo existente en un lugar determina la inclinación permisible del talud en excavaciones y las presiones laterales con el cual el ademado debe ser diseñado para resistir.

La Figura 63 muestra inclinaciones permisibles.

El escarpado (inclinación) máximo permisible en el talud está especificado como la relación (h/v) (horizontal sobre vertical) para cada categoría. Los casos I, II y III en la figura, muestran diferentes configuraciones de excavaciones que estarían permitidas para proporcionar alguna seguridad.

La Figura 64 muestra, para la seguridad de las excavaciones una guía para apuntalamiento dependiendo del ángulo de Inclinación de las paredes de dicha excavación.

5.3.2 Parámetros que Afectan la Estabilidad de las Excavaciones

1. Características del Suelo en Excavaciones (Propiedades Primarias).

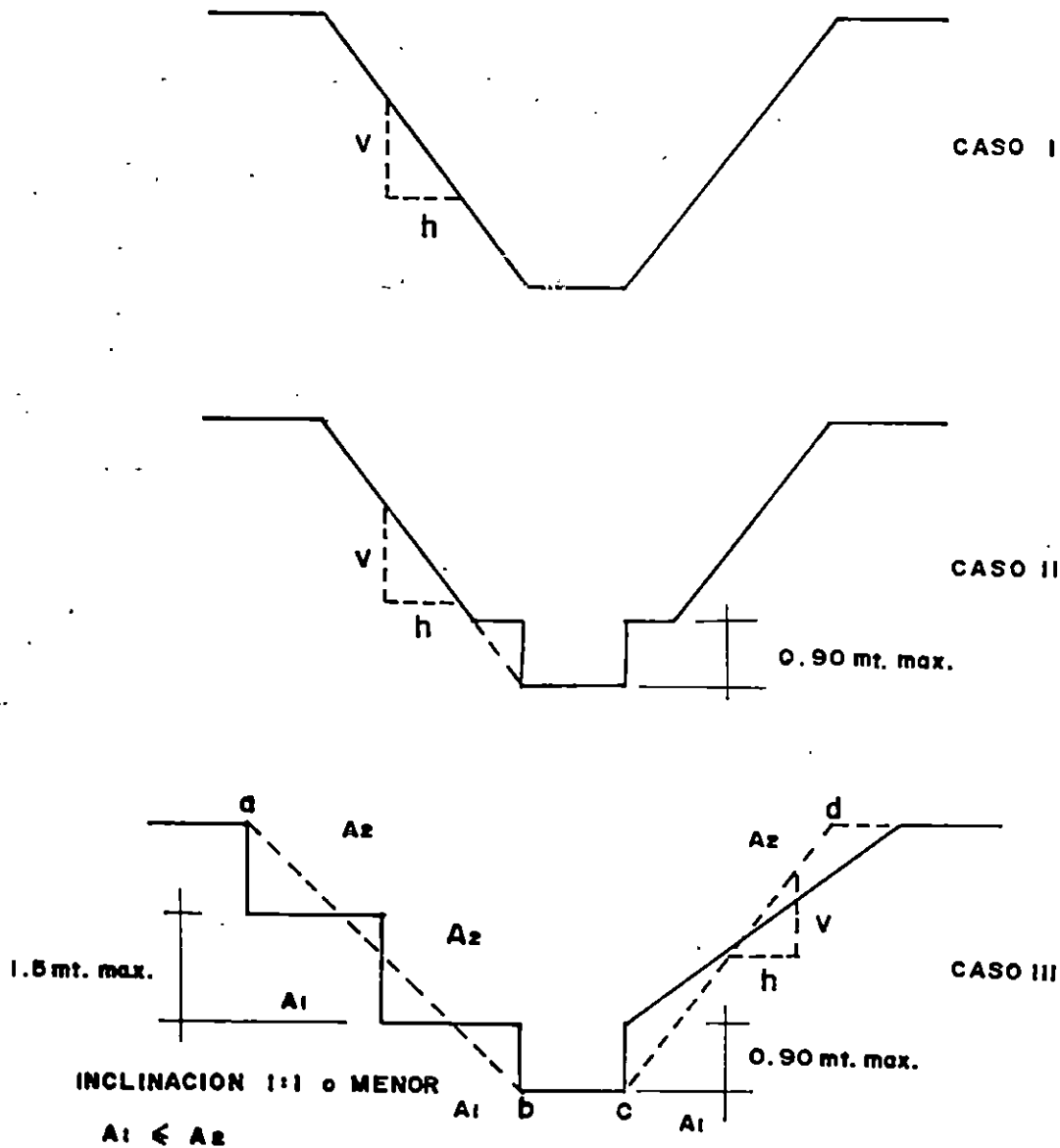
Es importante la identificación de aquellas propiedades de los suelos que necesitan cuantificarse o definirse para determinar el tipo de suelo y poder aplicar los diagramas de presión mostrados en la Figura 65 para calcular las cargas laterales en excavaciones para cualquier caso específico.

Aunque estos diagramas son ampliamente aceptados en prácticas comunes de Ingeniería, estos no son los únicos diagramas de presión usados.

Dichas propiedades se especifican en la Tabla 6.

Las envolventes de la Figura 65, originadas de Peck (1969) y Moretto (1972), no pretenden reproducir la distribución real de presiones en una sección vertical, si no quedan valores límites de las cargas sobre los codales que no serán, en general, sobrepasadas.

$h/v =$ Pendiente Máxima Permisible



CASO I - Talud Ordinario

CASO II - Talud Compuesto (escalonado) de no más de 0.90 mt. de alto

CASO III - Configuración que debe de seguir los siguientes criterios:

1. Ningún escalonamiento vertical excede a 1.5 mt. , el escalón adyacente al área de trabajo no excede a 0.90 mt.
2. El talud imaginario ab y cd no excede al máximo permisible.
3. El área excavada debe ser igual o mayor que el área formada por $abcd$.

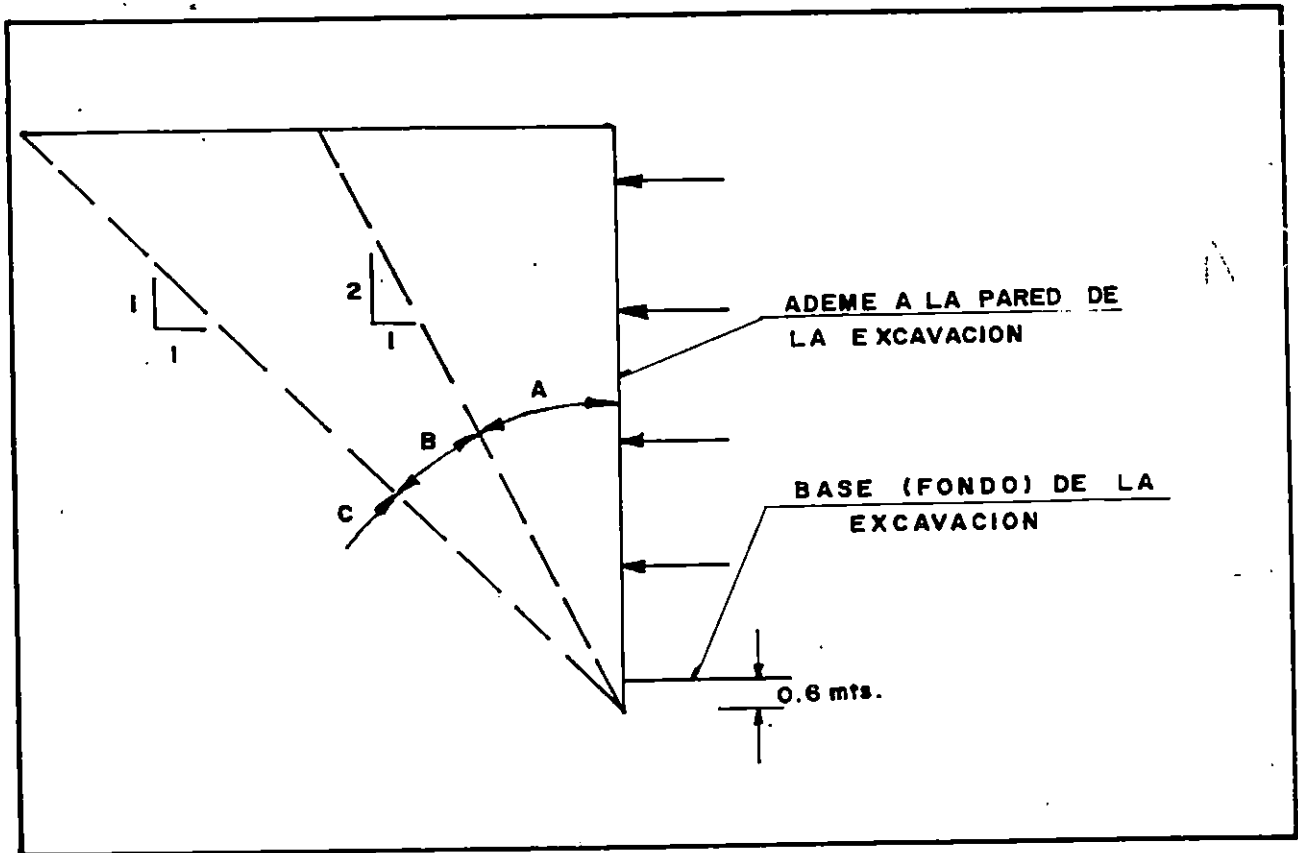
FIG. 63. CONFIGURACIONES PERMISIBLES RECOMENDADAS PARA EXCAVACIONES INCLINADAS.

(Tomado de National Bureau of Standards, 1980)

.....

12

.....



ZONA A:

Las excavaciones dentro de esta zona generalmente requieren apuntalamiento.

ZONA B:

Las excavaciones dentro de esta zona podría no requerir apuntalamiento, dependiendo de la composición, estructura y condiciones del suelo.

ZONA C:

El apuntalamiento en esta zona dependerá de la estabilidad que presente la excavación, previa exploración y análisis.

FIG.64- GUIA GENERAL PARA APUNTALAMIENTO.

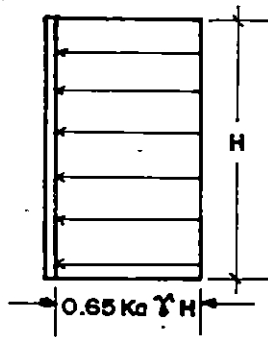
(Tomado del NAVFAC DM 7.2)

TABLA 6

PROPIEDADES DE LOS SUELOS QUE TIENEN QUE
CUANTIFICARSE PARA CALCULAR PRESIONES LATERALES

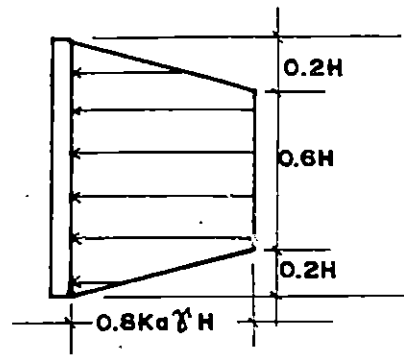
TIPO DE SUELO	ϕ	C	γ
ARENA	X		X
ARCILLA MEDIO BLANDA		X	X
ARCILLA DURA		X	X
ARENA DENSA COHESIVA	X		X
ARCILLAS ARENOSA MUY DURAS		X	X

Otro problema en Ingeniería asociado con el zanjeado y excavaciones es la estabilidad de la Inclinação. Las propiedades de los suelos que necesitan ser cuantificadas para determinar las Inclinações que son estables sin entibación son el ángulo de resistencia al corte ϕ para suelos granulares y; la Cohesión C, el Angulo de resistencia al corte ϕ y el peso específico para suelos cohesivos.

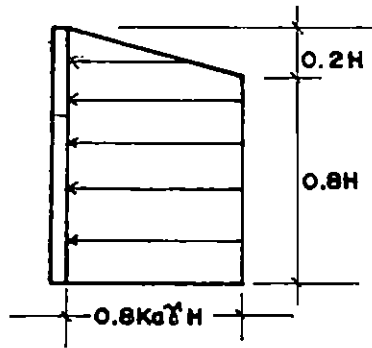


$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

a. ARENA

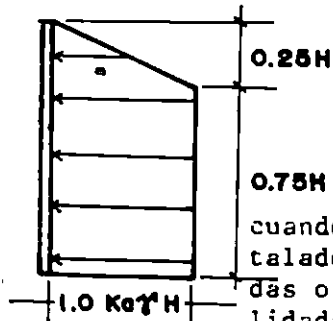


b. ARENA MEDIANA Y COMPACTA.



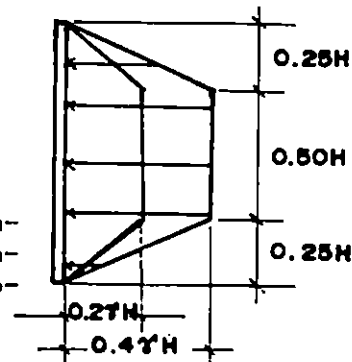
c. ARENA SUELTA.

FIG. 65 - DIAGRAMAS DE PRESIONES LATERALES DE TIERRA.



$$N = \gamma H / c \quad K_a = 1 - m(4/N)$$

d. ARCILLAS BLANDAS A MEDIAS, cuando $N > 6$



e. ARCILLAS DURAS, siempre que $N < 4$ (si $4 < N < 6$, usar grafico d o e).

Una consideración que se tiene que hacer, ya sea que el material considerado sea arcilla, es que las fuerzas laterales son calculadas en base a la cohesión "C", y " ϕ " es asumido pequeño o insignificante; si el material es arena; "C" es asumido pequeño o insignificante y las fuerzas son calculadas en base a ϕ solamente.

2. ESTRUCTURA SECUNDARIA DE LOS SUELOS

Fisuración (discontinuidades)

Las discontinuidades son algunas veces de una magnitud que escapa a la identificación visual y puede causar superficies de debilidad en una masa de suelo que no es detectada en el tamaño de muestra en el laboratorio.

Observaciones indican que cuando los zanjos son excavados los suelos se vuelven inestables y fisurados.

El desarrollo de fisuras es particularmente pronunciado cuando el suelo está expandiéndose lateralmente y cuando el contenido de humedad cambia debilitando la resistencia al esfuerzo cortante.

3. CONDICIONES DE SITIO Y TRABAJO

a. PROFUNDIDAD

La profundidad es un factor que incide directamente en la naturaleza de la envolvente de presiones laterales actuando en las paredes de una excavación. Dependiendo que tan profunda sea la excavación y del tipo de suelo existente en el lugar permitirá establecer la inclinación de las paredes, como el tipo de adomado a utilizar..

Para suelos cohesivos se introduce un parámetro adimensional definido como "número de estabilidad:

($N = \gamma H/C$), para el cual un corte vertical puede resistir sin soporte cuando $N \leq 4$ ó la profundidad $H \leq 4C/\gamma$. Así, siempre que la profundidad de la excavación sea menor que esta profundidad crítica, las fuerzas laterales pueden ser tomadas como cero para cuestiones de diseño.

b. METODOS DE EXCAVACION

La distribución de presiones en el suelo en estructuras de retención esta influenciada por la deformación que el suelo presenta conforme se efectúa el desalojamiento de material en el avance de la excavación.

El avance de la excavación dependerá del tipo de suelo existente. Para lo cual se propondrá el método de Zanjeado a utilizar, el cual podrá ser manual o mecánico dependiendo de la Urgencia de ejecutar la obra o del equipo con el cual cuente la empresa encargada de la ejecución. Así, los diagramas de presión no serán independientes de los desplazamientos que ocurren en la masa de suelo durante la excavación, por lo que es razonable asumir que la magnitud y distribución de las presiones en los suelos de los ademados pueden ser significativamente diferentes que los mostrados en la Figura 65.

c. AGUA

Si una excavación se llena con agua, o si hay fuertes lluvias y ocurren inundaciones, el contenido de humedad natural del suelo circundante, en la mayoría de los casos, se incrementará debilitando la mayoría de suelos, debido a la pérdida de cohesión aparente. Sin embargo, en arenas de media a finas pobremente graduadas, un incremento en el contenido de humedad podría incrementar el esfuerzo cortante debido a fuerzas de tensión

1944

1945

1946

1947

1948

1949

1950

inducidas por la succión capilar (Cohesión aparente). Este incremento del esfuerzo desaparece si el contenido de humedad aumenta o disminuye a partir del valor óptimo (máximo).

Esto implica que, si áreas arenosas son inundadas, se podría excavar en laderas más escarpadas sin que exista peligro de derrumbe inmediato.

La mayoría de problemas relacionados con el agua, son causados por inundaciones ocasionales debido a la lluvia o desbordamientos. Si una excavación es llenada con agua la estabilidad del talud puede incrementarse en la mayoría de los casos, puesto que el suelo está sumergido y su peso decrece y el exceso de la presión de poros tiende a equilibrarse. Puesto que la inundación de las excavaciones impide el trabajo de construcción, los contratistas sacan el agua y drenan la excavación tan rápidamente como sea posible. Mientras el bombeo se realiza, las fuerzas de filtración se desarrollan, y una cantidad significativa de partículas más finas desaguan (escurren) desde las paredes de la excavación hacia su interior y son bombeadas con el agua.

Esto causará un incremento en la relación de vacíos del suelo adyacente a la excavación, y así se reduce la resistencia al esfuerzo cortante. Sin embargo el rápido bombeo podría tener otros efectos más serios, ya que, como resultado del rápido drenaje, la excavación podría estar casi vacía, mientras que el suelo circundante esté saturado completamente, esto incrementaría el peso unitario del suelo, y las fuerzas de empuje podrían causar inestabilidad.

Como consecuencia la excavación podría colapsar durante o inmediatamente después de la operación de bombeo.

La gravedad de estos efectos depende del alto grado de drenaje y de las características de resistencia en el suelo adyacente.

Si el suelo adyacente a una excavación ha sufrido cambios radicales en el contenido de humedad natural, la estabilidad de la excavación podría ser dudosa. Apuntalamientos adicionales o taludes más tendidos deberían ser considerados si la obra de construcción está en una zona o una época del año donde las inundaciones o lluvias intensas pueden ser esperadas.

d. RESEQUEDAD

La resequedad (aridez) de las paredes o fondo de las excavaciones podría causar problemas; sin embargo, estos problemas son más significativos en excavaciones hechas por largos períodos de tiempo.

La resequedad ocurre como resultado de la exposición al aire del suelo de las paredes y fondo de una excavación, provocando tensión en las grietas.

La resequedad de arenas húmedas puede tener efectos adversos en excavaciones inclinadas (tendidas) donde el ángulo de inclinación depende de la cohesión aparente.

e. EXCAVACIONES DISCONTINUAS

Estudios de campo realizados por el NBS indican que muchos accidentes ocurren en excavaciones discontinuas, particularmente en cruces (intersecciones) entre dos excavaciones que ocurren cuando cañerías laterales son conectadas para desaguar tuberías principales. Las discontinuidades también ocurren en pozos o, cuando la excavación cambia de dirección.

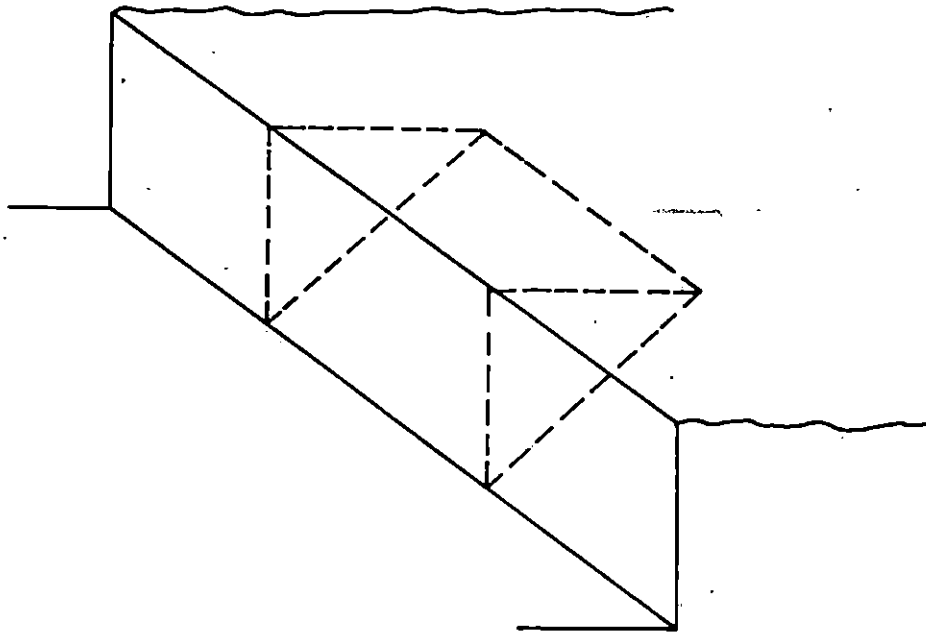
La resistencia al corte, del suelo requerida para resistir un deslizamiento a lo largo de la superficie fuera de la excavación, mostrado en la Figura 66 (a) es menor que la requerida para prevenir la falla, en la esquina mostrado en la Figura 66 (b).

Frecuentemente en la intersección de excavaciones, sólo la excavación principal está ademada, mientras que la excavación lateral está todavía sin ademar; si esta situación surge, el empuje ejercido por la carga (peso) de los largueros puede causar una falla en la esquina de la intersección de la excavación.

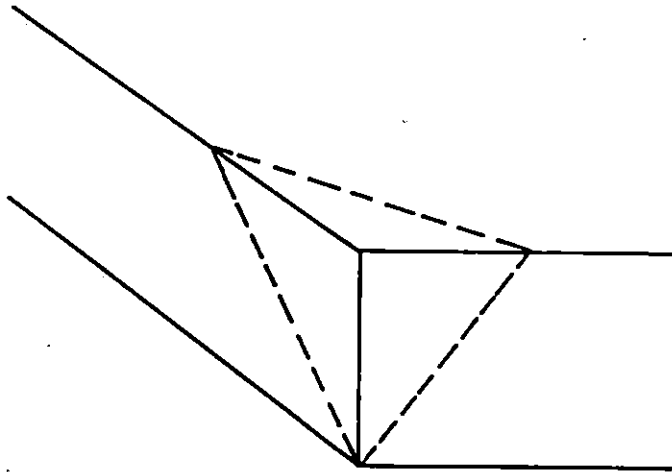
f. TIEMPO

Los efectos del tiempo incluyen: resequedad en suelos cohesivos, pérdida de la cohesión aparente en arenas, y erosión.

Algunas fallas en muchos suelos no ocurren repentinamente, sino que se manifiestan por movimientos lentos sobre pérdidas considerables de tiempo.



(a) SECCION DE FALLA POTENCIAL EN UNA EXCAVACION



(b) SECCION DE FALLA POTENCIAL EN ESQUINAS

FIG. 66 - EFECTO DE LA INTERSECCION DE EXCAVACIONES SOBRE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD.

(Tomado del National Bureau of Standards, 1980)

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent data collection procedures and the use of advanced analytical techniques to derive meaningful insights from the data. This section also discusses the challenges associated with data integration and the importance of data quality control.

3. The third part of the document focuses on the implementation of data-driven decision-making processes. It describes how data is used to identify trends, assess risks, and optimize resource allocation. This section also addresses the role of data in strategic planning and the importance of fostering a data-driven culture within the organization.

4. The fourth part of the document discusses the ethical considerations and privacy concerns associated with data collection and analysis. It emphasizes the need for transparency in data handling practices and the implementation of robust data protection measures to ensure compliance with relevant regulations and standards.

5. The final part of the document provides a summary of the key findings and recommendations. It reiterates the importance of data-driven decision-making and the need for continuous monitoring and improvement of data management processes. The document concludes by encouraging the organization to embrace a data-driven mindset to achieve long-term success.

En la mayoría de los casos, el tiempo requerido para que una falla se desarrolle es mayor, que el tiempo, de utilización de la excavación.

Existe también una relación compleja entre las condiciones de drenaje y el tiempo. La condición "no drenada" es generalmente más crítica, puesto que la resistencia al esfuerzo cortante efectiva es menor bajo dicha condición, cuando los esfuerzos normales efectivos son reducidos por exceso de agua en la presión de poros.

En grandes excavaciones, el drenar o no podría ser considerado, excepto cuando la excavación avanza lo suficientemente lento como para permitir el drenaje mientras el trabajo está progresando.

Desafortunadamente, los efectos del tiempo en la estabilidad de las excavaciones son difíciles de cuantificar, y no hay registros de datos obtenidos. Sin embargo, hay indicadores que muestran que las excavaciones abiertas de larga duración requieren ademados más resistentes o taludes más tendidos y su

comportamiento es diferente a aquellos que se abren por cortos períodos de tiempo.

Los parámetros anteriores más que constituirse en factores a ser considerados en un cálculo estructural, solamente requieren de la debida supervisión de campo al momento de ejecutarse la obra puesto que su incidencia será indirecta, es decir, serán perjudiciales en el momento que el desarrollo de la obra se descuide o por negligencia no se hagan correcciones que pueden ser el origen del colapso de un ademe.

g. VIBRACIONES

Las vibraciones son causadas por equipo de excavación, manejo de elementos de madera, operaciones en las excavaciones, etc.

En arenas saturadas las vibraciones podrían causar sustancial o completamente pérdidas de la resistencia al corte (licuefacción), lo que provoca que el suelo actúe como un líquido, lo que incrementa considerablemente las presiones laterales.

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page.

Las fuerzas dinámicas causadas por vibraciones podrían temporalmente incrementar las presiones laterales. El mayor peligro potencial a causa de las vibraciones en ademado de excavaciones está en su posible efecto sobre el ademe mismo. Los largueros están acuñados contra las paredes o elementos de madera verticales y ejercen presiones laterales contra las paredes de la excavación. Usualmente, es esta presión lateral la que mantiene el larguero en su lugar sin que ningún amarre esté previsto.

Las vibraciones pueden causar movimientos relativos entre los elementos del ademe, lo que implicaría una reducción de presión y por ende, la caída de los largueros, originando esta pérdida de soporte un colapso. El riesgo que las vibraciones presenten dependerá de la supervisión que se realice a la obra y en caso crítico (ej. excavaciones cerca de calles con tráfico alto), los efectos deberán ser considerados en los diagramas de presión actuantes.

h. SOBRECARGA

La sobrecarga impone fuerzas laterales adicionales en ademado de excavaciones e incrementa las fuerzas de empuje, las cuales podrían causar inestabilidad en las

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent data collection procedures and the use of advanced analytical techniques to derive meaningful insights from the collected information.

3. The third part of the document focuses on the implementation of data-driven decision-making processes. It describes how the organization leverages its data to identify trends, assess risks, and optimize its performance across different areas of the business.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management and security. It discusses the importance of implementing robust security measures to protect sensitive information and ensure the integrity of the data used for decision-making.

5. The fifth part of the document provides a summary of the key findings and recommendations. It concludes that a strong data management strategy is crucial for the organization's long-term success and growth, and it offers practical advice on how to improve data practices.

paredes de la excavación. Las sobrecargas son ejercidas por equipo de excavación y material de construcción acumulado cerca de la excavación, y algunas veces, por fundaciones de edificios que están cerca de la excavación.

Como una regla, cualquier carga que esté localizada dentro de la superficie de deslizamiento con ángulo de inclinación de 45° , sobre la superficie del terreno afecta la estabilidad de la excavación. Esta regla, sin embargo, puede no ser lo suficientemente conservadora para suelos muy blandos o sueltos.

Según experiencias de trabajos realizados⁴¹ las acumulaciones de material deben ser mantenidos a 1.00 mts de la orilla de la excavación. Esta precaución disminuye los efectos de sobrecarga, más no los elimina, por lo que principalmente se debe intentar reducir el peligro de mantener material acumulado (ripió) u objetos que rueden dentro de las excavaciones ademadas, o saturación de las esquinas superiores de las paredes de la excavación. Se deberían tomar precauciones similares para que el equipo

⁴¹ Criterios de trabajo en el campo empleados por ANDA

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to ensure the validity of the results.

3. The third part of the document describes the different types of data that are collected and how they are used to inform decision-making. It notes that a combination of quantitative and qualitative data is often used to provide a comprehensive view of the organization's performance.

4. The fourth part of the document discusses the challenges and limitations of data collection and analysis. It identifies common issues such as data quality, bias, and incomplete information, and offers strategies to address these challenges.

5. The fifth part of the document provides a summary of the key findings and conclusions of the study. It reiterates the importance of data-driven decision-making and the need for ongoing monitoring and evaluation of the organization's performance.

6. The sixth part of the document offers recommendations for future research and practice. It suggests areas for further exploration and provides practical advice for organizations looking to improve their data collection and analysis processes.

7. The final part of the document includes a list of references and a list of figures and tables. The references provide additional resources for readers interested in the topics discussed in the document, and the figures and tables provide visual representations of the data and findings.

y maquinaria de construcción que se vaya a utilizar en la excavación. Al igual que en muros, la sobrecarga se evaluará como una altura equivalente⁴².

i. SISMO

Las perturbaciones originadas por un movimiento sísmico inciden en la estabilidad de una excavación, incrementando las fuerzas laterales. Debido a esto el diagrama de presiones presentará alteraciones, la cual requerirá que se tomen en cuenta factores de seguridad que permitan efectuar un diseño que resista tales esfuerzos sísmicos. Se hace, entonces necesario el llegar a determinar un diagrama de esfuerzos actuantes originado en las paredes de la excavación como producto de un movimiento sísmico.

5.3.3 Entibación de las Excavaciones

Se han ideado muchos sistemas de entibación, siendo algunos normalizados por empresas dedicadas a las excavaciones (contratistas de los alcantarillados). Desafortunadamente hasta los contratistas de excavaciones le dedican muy poco tiempo al proyecto de entibaciones y el resultado ha sido un

⁴² National Bureau of Standards, 1980

1948

1949

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

1958

1959

1960

1961

1962

1963

1964

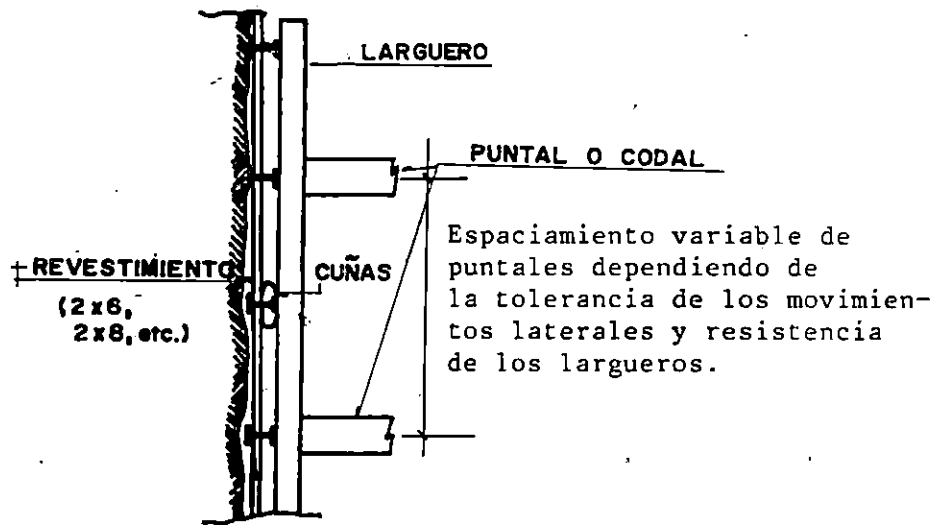
1965

gran número de derrumbes que entrañan peligros para las vidas del personal que ejecuta la obra, como para la misma estructura. Casi todos los años perecen obreros aplastados por el colapso de entibaciones inadecuadamente proyectadas y esto ocurre aún en excavaciones poco profundas.

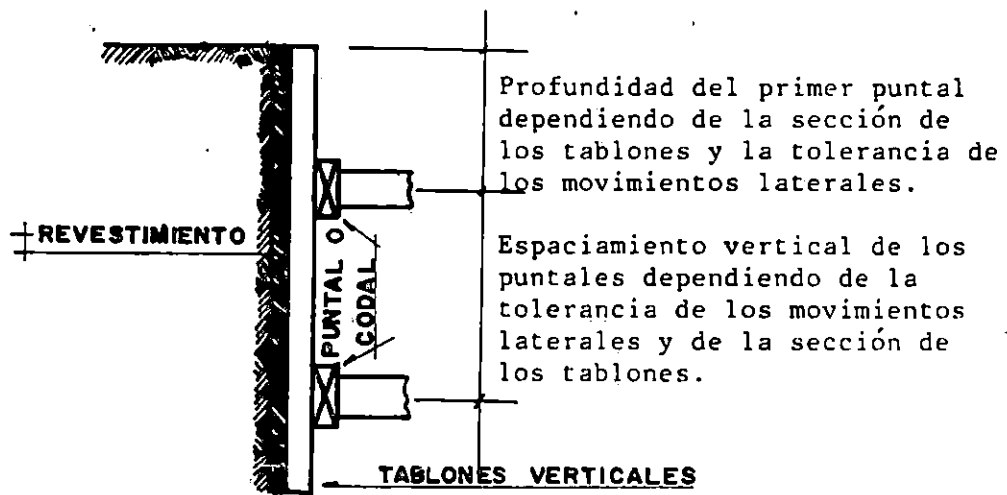
El ademado consiste principalmente de 3 tipos de miembros: Los largueros, los cuales actúan como vigas; puntales o codales, los cuales actúan como miembros compresores; y tablas o tablonas los cuales actúan como vigas alineadas en las paredes de la excavación. Los puntales y los largueros forman un marco de entibación estructural, sobre el cual las tablas son puestas, dichos elementos (que pueden ser horizontales o verticales) transmiten al suelo las presiones del marco estructural (fig. 67).

Entre los métodos que se emplean para realizar una entibación en nuestro medio tenemos:

1. Entibación Horizontales
2. Entibación Verticales



PLANTA



ELEVACION

FIG. 67 - ELEMENTOS COMPONENTES DE UN MARCO DE ENTIBACION.

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

Cuando el suelo no es suelto se emplea el sistema de tablas horizontales. Si los frentes de la excavación se pueden mantener sin soportar durante varias horas, se hace la excavación y después se colocan los tableros horizontales contra el suelo.

Los tableros son sostenidos por medio de vigas verticales que, a su vez, son soportadas por los puntales.

Cuando el suelo es muy blando y suelto, se utiliza la entibación vertical. Las piezas verticales se hincan a lo largo de la línea de excavación antes de realizar ésta. A medida que se ejecuta la excavación se van colocando miembros horizontales que son llamados largueros a lo largo de la parte interior de las piezas verticales y se arriostran a los codales.

ENTIBACION HORIZONTAL

La entibación con tablas horizontales puede utilizarse en todos los tipos de suelos que se puedan excavar verticalmente en alturas iguales como mínimo al centro de una tabla sin que el suelo fluya, se deforme o deslice.

[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. No specific words or phrases can be discerned.]

Según el tipo de entibación se puede distinguir la entibación de tablas sostenidas por barrotes y codales, tornapuntas o riostras (utilizados como elementos de rigidización horizontal entre dos paredes enfrentadas, como apoyo sobre el fondo de la excavación o como anclaje de la entibación al paramento interno) y la entibación con perfiles metálicos empleados. (no contemplados en este documento).

ENTIBACION HORIZONTAL CON CUARTONES Y CODALES

Se utiliza comúnmente en excavaciones pequeñas y zanjas para tuberías.

Para zanjas importantes se pueden utilizar las siguientes reglas⁴³:

Tablas:

4.5 m de longitud, 25 a 30 cms. de ancho, 5 cm. de espesor, cortadas a escuadra en los bordes y reforzadas con chapa ondulada en los extremos para aumentar su duración.

⁴³ "Cimentaciones", W.R. Schulze/K. Simmer, 1970

Cuartones Verticales:

1 m. de longitud, 8/16 cm. En las entibaciones horizontales sencillas se prohíbe la colocación de un solo cuartón vertical en el extremo de un tablero (la Figura 68, muestra la forma correcta), tapando el empalme de las tablas y sosteniendo al mismo tiempo dos tableros.

Codales:

0 10 a 20 cms., según la longitud y posición en profundidad. Para mayor seguridad se colocan ejiones bajo los codales que estén cargados por plataformas (≥ 40 cm. de ancho) para materiales o suelos.

En zanjas estrechas, el frente se cubre con tablas verticales, que se van hincando al aumentar la profundidad de excavación, apoyadas en los codales de extremo que, por su parte, deben asegurarse frente al deslizamiento mediante ejiones (fig. 68) o tornapuntas (fig. 69). En excavaciones anchas el frente se entiba horizontalmente, como se hace con las paredes longitudinales.

to the extent that the same are not otherwise provided for.

The Board of Directors is authorized to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation, and to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation, and to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation.

The Board of Directors is authorized to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation, and to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation, and to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation.

The Board of Directors is authorized to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation, and to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation, and to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation.

The Board of Directors is authorized to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation, and to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation, and to execute all such contracts, leases, agreements, and other instruments as may be necessary or desirable in the conduct of the business of the Corporation.

Cuando la entibación horizontal no llega hasta el fondo de la excavación, deben colocarse siempre montantes de apoyo sobre el mismo, para evitar un deslizamiento. Esta medida es importante especialmente en suelos arenosos, donde por desecación o escape de las partículas más finas puede reducirse el empuje sobre la entibación. También debe controlarse cuidadosamente el apoyo de los codales, a intervalos de tiempo determinados.

Si al realizar la excavación se encuentran zonas de terreno malo, la entibación, debe reforzarse en esos puntos. La no consideración de esta necesidad y una retirada poco cuidadosa de la entibación, una vez terminados los trabajos, pueden ocasionar algunos accidentes graves.

APUNTALAMIENTO INCLINADO MEDIANTE CUARTONES Y TORNAPUNTAS

Si no es posible un arriostamiento contra otra pared situada enfrente, hay que recurrir a un apuntalamiento inclinado, transmitiéndose el empuje de tierras, en este caso, al fondo de la excavación (fig. 69). La forma de colocar el apuntalamiento durante los trabajos de excavación dependen del tipo de suelo y de la configuración del terreno, por lo que cada obra constituye un caso particular.

The first part of the report discusses the general situation of the country and the position of the Government. It then goes on to deal with the various aspects of the country's development, including the economy, education, and health. The report concludes with a number of recommendations for the Government and the people of the country.

The second part of the report is a detailed study of the country's economy. It examines the various sectors of the economy and the role of each in the country's development. It also looks at the country's trade relations and the impact of international trade on the economy.

The third part of the report deals with the country's education system. It looks at the various levels of education, from primary to tertiary, and the quality of the education provided. It also examines the role of education in the country's development and the impact of international education on the country's education system.

The fourth part of the report discusses the country's health care system. It examines the various aspects of the health care system, including the availability of health services, the quality of care, and the impact of health care on the country's development.

The report concludes with a number of recommendations for the Government and the people of the country. These recommendations are based on the findings of the report and are intended to help the country achieve its development goals.

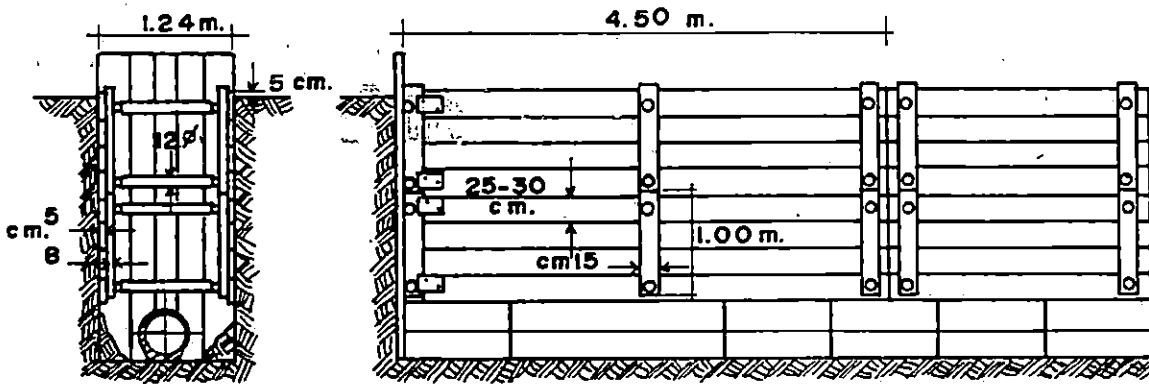


FIG. 68- ENTIBACION HORIZONTAL DE UNA ZANJA PARA TUBERIAS, CON TABLAS VERTICALES EN LA PARED FRONTAL.

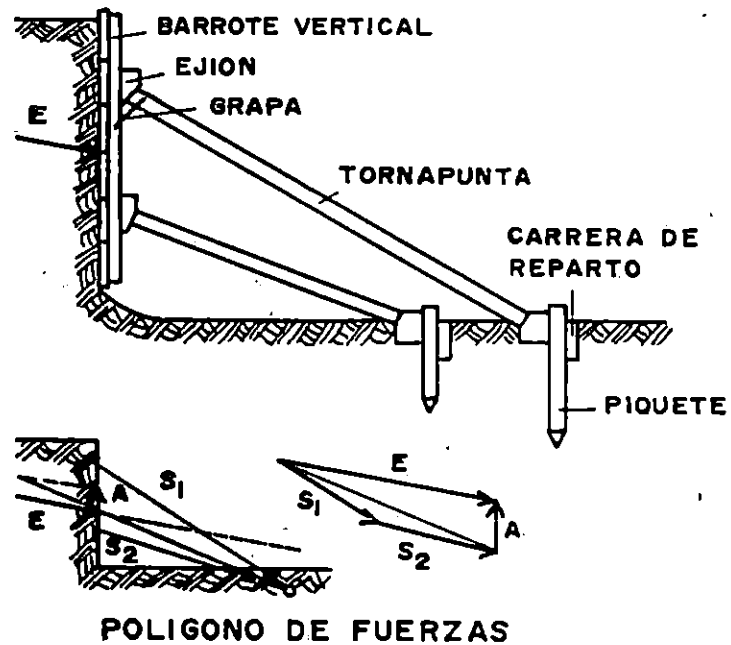


FIG. 69 - APUNTALAMIENTO INCLINADO.

Mediante un cálculo de estabilidad debe comprobarse la posibilidad de un deslizamiento de la entibación (levantamiento de la pared y giro en torno al punto de apoyo de las tornapuntas).

El apuntalamiento inclinado, se suele evitar frecuentemente construyendo con estibación normal determinadas partes de la estructura antes de realizar la entibación total.

SOSTENIMIENTO DE ENTIBACIONES MEDIANTE ANCLAJES

Cuando las paredes de una excavación distan entre sí más de 7 ó 10 mts. ya no se pueden apoyar una contra otra y, si el suelo es relativamente estable, se puede realizar el anclaje de la entibación al terreno del paramento interior, cuando su profundidad es ≤ 2.50 m. Para ello, la pared de la excavación se recorta más o menos verticalmente y se hincan pequeños rodillos separados unos 2 mts., tras los cuales se colocan las tablas horizontales retocándolas por su parte trasera. Los rodillos se sujetan mediante anclajes en cabeza.

Los anclajes (redondos de acero) se dejan enterrados, con objeto de que no estorben al tráfico de la obra (fig. 70).

ENTIBACION VERTICAL

Generalmente se hincan las tablestacas planas hasta la profundidad requerida, sosteniéndolas mediante carreras (vigas de madera 16/16 cm.) y los codales, se deben asegurar contra el desplazamiento mediante ejiones o elementos generales, comprimiendo las tablestacas contra el terreno mediante cuñas.

Cuando se utilizan vigas de ala ancha pueden seguirse las siguientes indicaciones:

Distancia de la carrera superior al borde de la excavación ≤ 1.0 m.

Distancia de la carrera más baja al fondo de la excavación ≤ 1.7 m.; en el caso de que tablestacas estén empotradas ≥ 0.6 m. bajo la solera de la excavación.

Las tablestacas metálicas planas son más caras que los tablones de madera, aunque pueden utilizarse un número extraordinario de veces, por lo cual resultan mucho más económicas.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5800 S. DICKINSON DRIVE
CHICAGO, ILLINOIS 60637
TEL: 773-936-3700
FAX: 773-936-3701
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

RECEIVED: 10/10/00

10/10/00

10/10/00

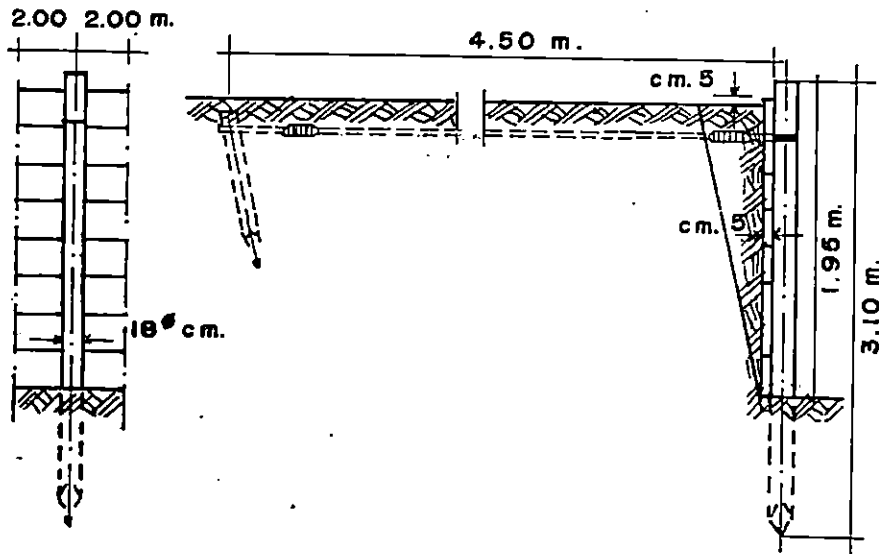


FIG. 70- SOSTENIMIENTO DE UNA ENTIBACION MEDIANTE ROLLIZOS HINCADOS, ANCLADOS EN CABEZA.

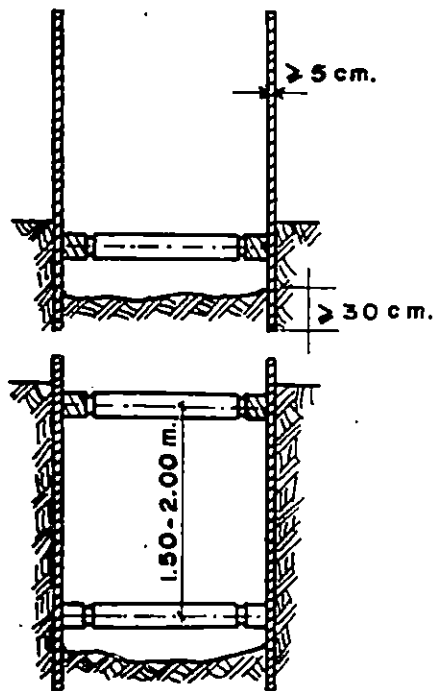


FIG. 71- ENTIBACION VERTICAL ACODALADA.

... the ... of ...

... the ... of ...

... the ... of ...

... the ... of ...

... the ... of ...

... the ... of ...

... the ... of ...

... the ... of ...

... the ... of ...

Debido a su pequeño canto siempre pueden recuperarse ya que el hueco que dejan es tan pequeño que no existe peligro de rehundimiento del terreno natural, como sucede con los tablones de madera, notablemente más gruesos.

Los tablones de madera se suelen ir hincando a medida que se profundiza la excavación (fig. 71). El acodalamiento se ejecuta por medio de vigas de madera 14/14 a 16/16 y codales interpuestos a distancias de unos 2.0 mts. Los codales y largueros se van colocando conforme avanza la excavación. Para evitar que al hincar los tablones, los codales deslicen de los largueros, estos se sujetan mediante grapas. El canto superior de los tablones se recubre con chapa metálica para protegerlo frente a los golpes de la hinca.

5.3.4 Deformación y Empuje en Entibaciones

El empuje que ejerce la tierra contra un ademe depende de:

- El tipo de suelo y
- La Magnitud de la deformación o cedencia de la entibación.

La réimpression

de l'édition de 1914

est autorisée par l'éditeur pour la France et les colonies
françaises, sous réserve de la mention de la date de la réimpression
et de la mention de l'éditeur original.

Le droit de reproduction est réservé pour tous les pays
étrangers.

Le droit de traduction est réservé pour tous les pays
étrangers.

Le droit de représentation est réservé pour tous les pays
étrangers.

Le droit de diffusion est réservé pour tous les pays
étrangers.

Le droit de distribution est réservé pour tous les pays
étrangers.

Le droit de vente est réservé pour tous les pays
étrangers.

Le droit de location est réservé pour tous les pays
étrangers.

Contrariamente a lo que sucede con los muros, que son estructuras rígidas, a las cuales se les coloca la tierra después de haber sido construidos, el sistema de entibación es algo flexible y soporta la tierra a medida que se le construye, dado como resultado una deformación irregular y una variación errática del empuje de la tierra con la profundidad, lo que no puede calcularse, sólo teóricamente.

La excavación cambia drásticamente los esfuerzos que existían antes de la excavación, en un elemento de suelo inalterado, (fig. 72a). El esfuerzo lateral, σ_n , disminuye y el elemento de suelo se comba hacia afuera descendiendo verticalmente, dándose un efecto combinado de una combadura en la parte interior de la excavación y un asentamiento en la parte superior (fig. 72a). Debido a los movimientos hacia afuera y hacia abajo en el suelo se forman grietas de tracción.

Es característico que las grietas se formen a una distancia del borde superior entre 0.4 y 0.7 de la altura H , del paramento.

Las primeras grietas aparecen muy cerca del borde superior, alejándose progresivamente las subsiguientes.

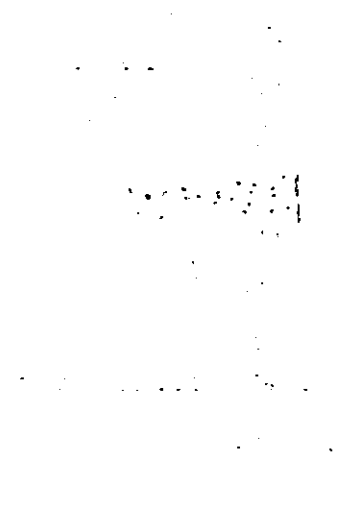
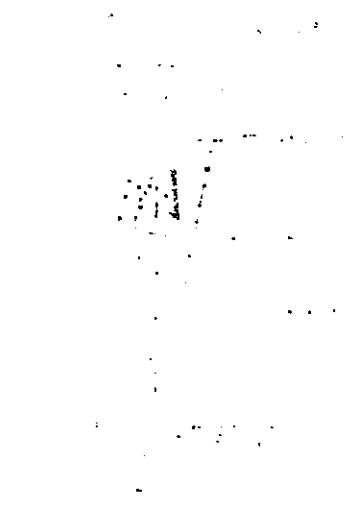


FIG. 1

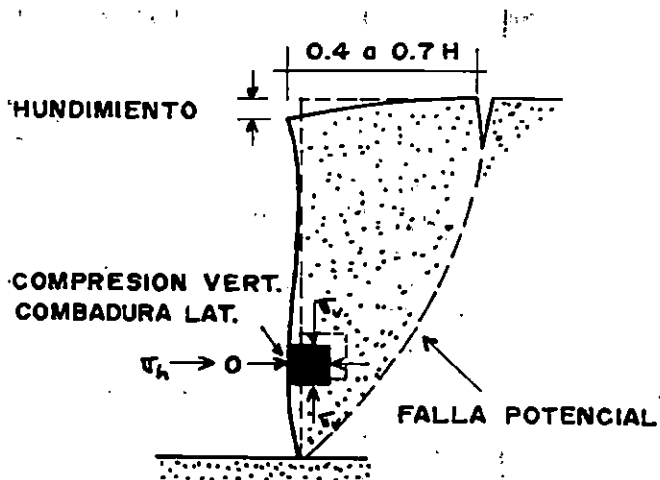
FIG. 2



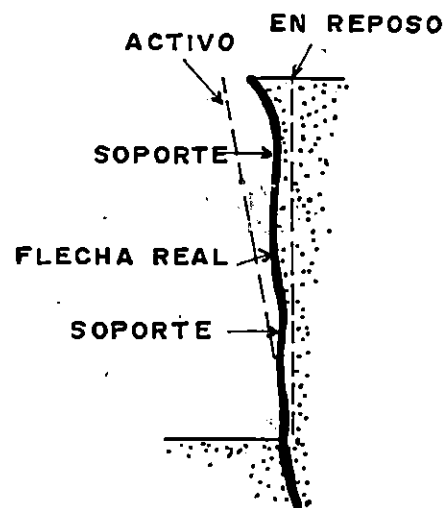
FIG. 3

FIG. 4

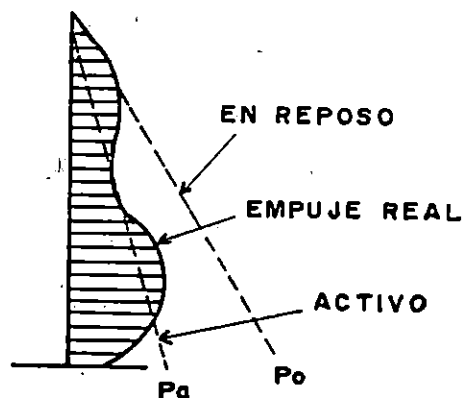
FIG. 5



a. Hundimiento, combadura y agrietamiento en una excavación sin entibación



b. Flecha del paramento de una excavación entibada



c. Empuje de la tierra contra una entibación que se ha flexado

FIG. 72 - DEFORMACION Y EMPUJE IMPLICADOS EN UN SISTEMA DE ENTIBACION.

(Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Sowers y Sowers, 1986)

El sistema de entibación restringe la elástica, mantiene las grietas cerradas y reduce al mínimo el asentamiento de la superficie. Si el sistema de entibación es muy rígido, no permitiendo ninguna deformación el empuje producido por la masa de tierra será el correspondiente al estado de reposo. (fig. 72c).

Es de hacer notar que un muro de contención constituye una unidad estructural, y falla como tal, por lo que las irregularidades locales en la magnitud de las presiones tienen poca importancia. Por el contrario, cualquier puntal de una excavación entibada puede romperse individualmente, ocasionando un aumento de carga en los vecinos, lo que puede dar origen a una rotura - progresiva. Por lo que es de suma importancia que estos (puntales) no estén sometidos a presiones excesivas.

Para estimar, a partir de los diagramas de la Figura 65, la carga sobre los codales, se asignan a cada codal zonas (fig. 73) y se supone que cada codal soporta el diagrama de presiones correspondiente a dicha zona.

the following table of contents of the report of the
committee on the subject of the proposed
amendment to the constitution of the
state of New York.

CHAPTER I
GENERAL PRINCIPLES

CHAPTER II
THE PROPOSED AMENDMENT

CHAPTER III
THE HISTORY OF THE PROPOSED AMENDMENT

CHAPTER IV
THE ADVANTAGES OF THE PROPOSED AMENDMENT

CHAPTER V
THE DISADVANTAGES OF THE PROPOSED AMENDMENT

CHAPTER VI
THE HISTORY OF THE PROPOSED AMENDMENT

CHAPTER VII
THE ADVANTAGES OF THE PROPOSED AMENDMENT

CHAPTER VIII
THE DISADVANTAGES OF THE PROPOSED AMENDMENT

5.3.5 Forma y Magnitud de las Presiones sobre una Entibación

Según observaciones *In situ*⁴⁴ se ha demostrado que las presiones sobre una entibación (cuando ésta se coloca sobre un suelo arenoso) tiene la distribución que aparece en la Figura 74. Además las medidas han indicado que el empuje total sobre la entibación puede ser algo superior al correspondiente al estado activo.

El diagrama de presiones observado puede comprenderse si tenemos en cuenta la forma en que el suelo se deforma al avanzar la excavación (fig. 75). El puntal superior, una vez instalado y encajado contra el larguero, no permitirá un desplazamiento horizontal apreciable del suelo en ese punto. Al llegar la excavación a un nivel más bajo, el suelo tenderá a desplazarse hacia afuera hasta que, a su vez, se coloque el puntal siguiente. Así pues, el esquema general de desplazamiento del suelo es una rotación en torno a un cierto punto próximo al extremo superior de la entibación. El suelo en las proximidades del punto superior no puede desplazarse hacia afuera, lo que sería necesario para movilizar completamente la resistencia al corte del suelo.

⁴⁴ Terzaghi y Peck, 1967

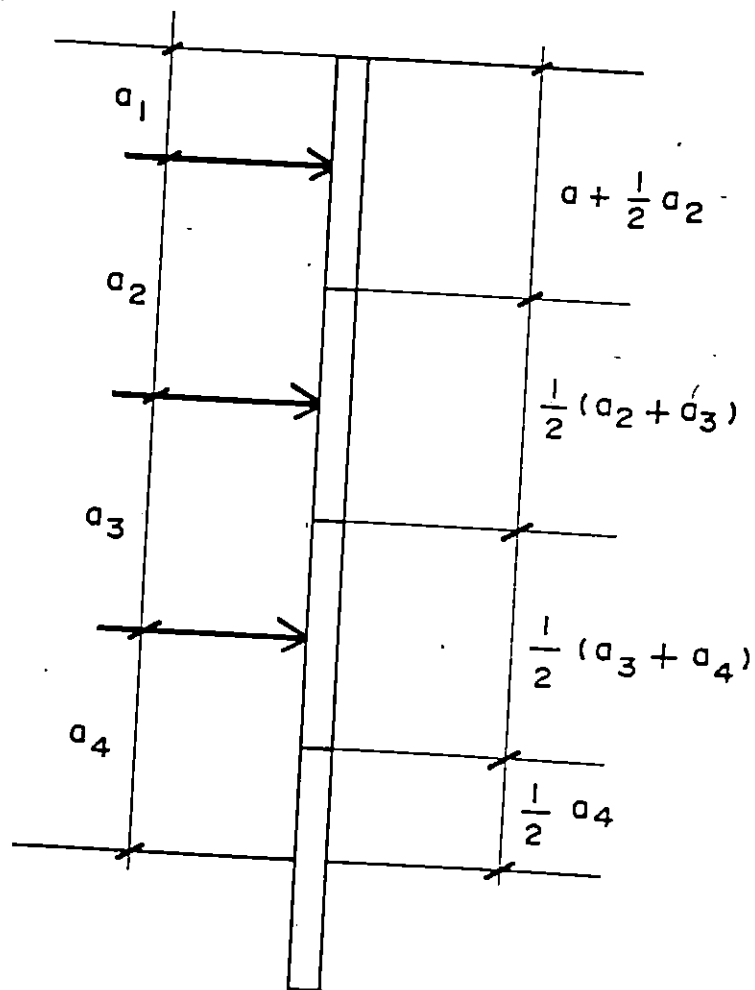


FIG. 73 - ZONAS DEL DIAGRAMA DE PRESIONES CORRESPONDIENTES A CADA CODAL.
 (Tomado de Geotecnia y Cimientos II; Jiménez Salas, 1981)

Por el contrario, el suelo en posición más baja ejerce una fuerza de tracción sobre el terreno superior, por lo que el suelo en las proximidades de la parte superior de la entibación se encuentra en un estado más próximo al pasivo que al activo.

El empuje total sobre un pared entibada podrá ser de un 10 a 15% mayor que el existente sobre un muro de gravedad.

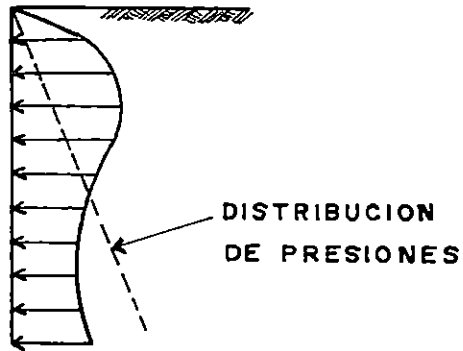


FIG. 74- DISTRIBUCION TIPICA DE PRESIONES SOBRE UNA ENTIBACION.

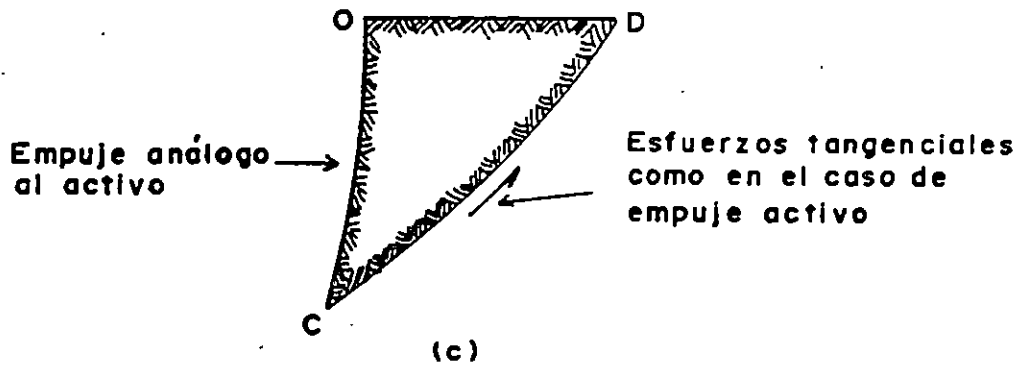
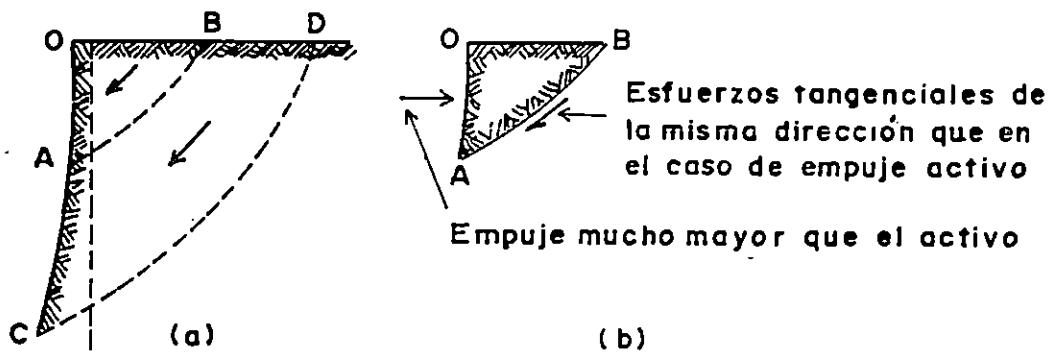


FIG. 75- DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS EN EL INTERIOR DEL TERRENO.

- a). Desplazamientos del terreno (exagerados)
- b) Esfuerzos sobre la cuña OAB
- c) Esfuerzos sobre la cuña OCD

CAPITULO VI**DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE CONTENCIÓN****6.1 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ADEMOS**

Un estudio de suelos permite poder identificar el tipo de material y por medio de pruebas de laboratorio obtener sus propiedades mecánicas (γ , ϕ , C).

Una vez identificado el tipo de suelo, dependiendo de la profundidad de las excavaciones a realizar, de la estabilidad que el mismo suelo presente y la acción de otros parámetros expuestos en el Cap. V (parámetros que afectan la estabilidad de excavaciones), se determina si se necesita llevar a cabo la construcción de una obra de retención temporal (ademados).

Si las condiciones indican la necesidad de ademar, dependiendo del tipo de suelo se selecciona la distribución de presiones, según se muestra en la figura 65.

El cálculo de los elementos que componen la entibación (tablas, largueros, verticales y puntales) se efectuará por medio de Resistencia y Rigideces.

Se hará la selección de tipo de ademe que se construirá pudiendo ser una disposición de tablas en dirección horizontal o en dirección vertical.

Con todo lo anterior, se plantea un proceso para el establecimiento de las condiciones necesarias para la estructuración y dimensionamiento de los elementos y conocer las separaciones permisibles de resistencia a las que hay que colocar los apoyos.

El establecimiento de Inecuaciones permite poder efectuar interacciones entre ellas, de tal manera que el procedimiento no represente una solución única (esto depende de las variables que se manejen).

POR RESISTENCIA

Cálculo de Tablas (paramento de la excavación)

1. Conociendo el tipo de suelo, se selecciona el diagrama de presiones laterales.

2. Se propone un modelo de estructuración que facilite el cálculo. Los ademes constituyen una estructura articulada, debido a que su comportamiento, depende de apoyos simples, por lo que sus elementos se analizarán como vigas apoyadas.

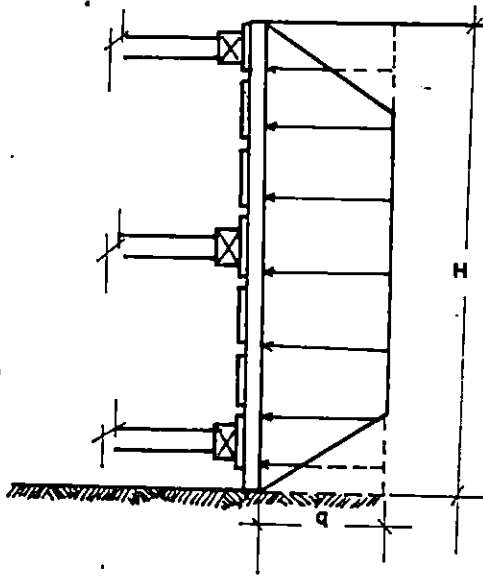


FIG. 76

- q : presión máxima ejercida por el suelo (depende del tipo de suelo)
- $q = C_1 H \gamma K_a$
- $C_1 =$ Constante que depende del tipo de suelo (fig. 65)
- $H =$ Profundidad de la zanja
- $\gamma =$ peso específico del suelo

3. Se plantea un modelo de análisis (estructuración)

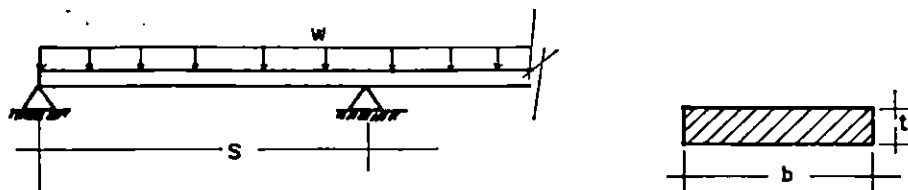


FIG. 77

$$M \text{ máx} = \frac{w S^2}{K}$$

El valor del Momento Máximo ($M_{\text{máx.}}$), depende del grado de continuidad del modelo de análisis que se asuma.

Para cualquier diagrama de presiones escogido (de acuerdo al tipo de suelo), la carga actuante sobre las tablas, será igual a la presión máxima ejercida por el suelo (q).

Entonces:

$$M \text{ máx} = \frac{q S^2}{k}$$

q = Carga soportada por las tablas

K = Constante que varía dependiendo del grado de continuidad del modelo de análisis.

S = Claro entre apoyos

4. Se efectúa un proceso de dimensionamiento de las tablas y separación entre apoyos.

Se sabe que:

$$f_a = \frac{MC}{I} = \frac{M \times t/2}{1/2 b t^3}$$

$$f_a = \frac{6 M_{\text{máx}}}{b t^2}$$

$$\frac{6 M_{\text{máx}}}{b t^2} \leq \text{Fradm. (I)}$$

$$\frac{6 qS^2}{K b t^2} \leq \text{Fradm. (II)}$$

- f_a : Esfuerzo actuante
 Fradm : Esfuerzo resistente admisible (Parámetro de resistencia a la flexión de la madera a utilizar). (Anexo 3).
 b : Ancho de la tabla
 t : Espesor de la tabla

De la expresión (I) se calculan las dimensiones transversales del elemento.

La separación entre los apoyos se puede calcular de dos formas:

4.1 Determinando la separación entre los apoyos (puntales) se pueden establecer las dimensiones necesarias de las tablas para dicha separación.

$$t \leq \sqrt{\frac{6 M \text{ máx}}{b F_{radm}}} ; \quad b = \text{es asumido}$$

$$b \leq \frac{6 M \text{ máx}}{t^2 F_{radm}} ; \quad t = \text{es asumido}$$

4.2 Conociendo las dimensiones transversales de la tabla (b,t), se puede calcular la separación máxima permisible para colocar los puntales.

$$S \leq \sqrt{\frac{k b t^2}{6q} \times F_{radm}}$$

S = Separación entre los apoyos (claro entre tablas)

5. Para los dos casos (4.1 y 4.2) se efectúa la revisión de la expresión (II), si no cumple entonces se asumen otros valores y se repite el proceso.

Se tienen así, las condiciones necesarias para dimensionar las tablas y establecer separaciones a las cuales hay que colocar los apoyos (puntales)

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that proper record-keeping is essential for the integrity of the financial system and for the ability to detect and prevent fraud. The text notes that without reliable records, it would be difficult to track the flow of funds and identify any irregularities.

2. The second part of the document outlines the various methods used to collect and analyze data. It describes the process of gathering information from different sources, such as bank statements, receipts, and interviews with witnesses. The analysis involves comparing the collected data against established patterns and identifying any discrepancies or anomalies. This process is crucial for building a strong case and identifying the individuals involved in the transaction.

3. The third part of the document discusses the challenges faced in the investigation. It highlights the complexity of the financial system and the large volume of data that must be processed. It also notes the need for specialized expertise and resources to effectively analyze the information. The text emphasizes that the investigation is a continuous process that requires ongoing communication and collaboration between all parties involved.

4. The fourth part of the document provides a summary of the findings and conclusions. It states that the investigation has identified several key individuals and entities that are central to the case. It also notes that the evidence gathered supports the hypothesis that a coordinated effort was used to execute the transaction. The text concludes by stating that the findings will be used to inform further actions and to ensure that the financial system remains secure and transparent.

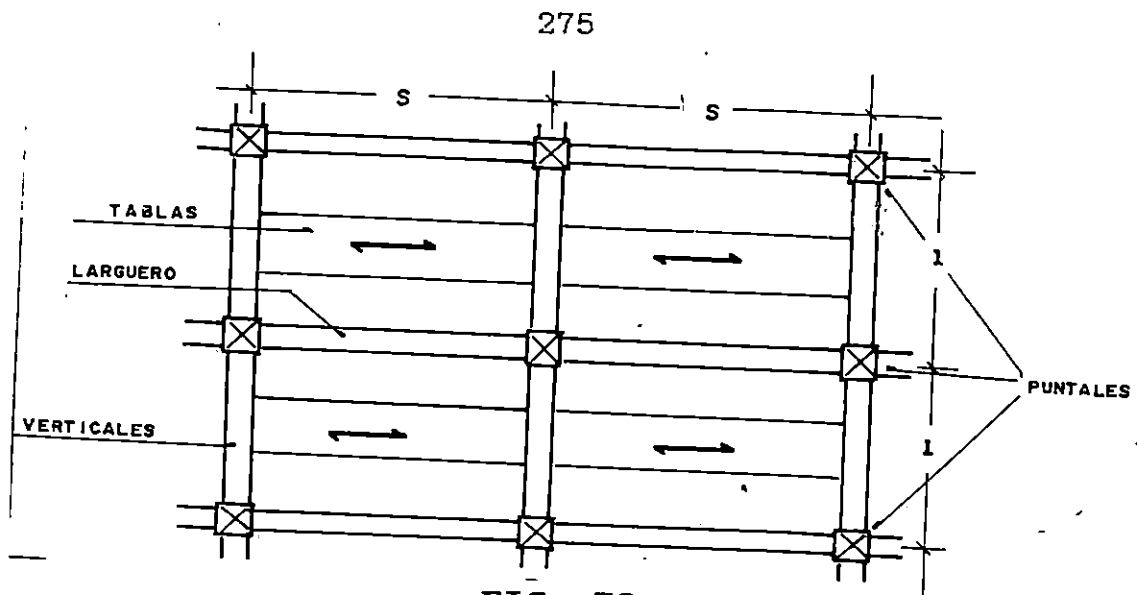


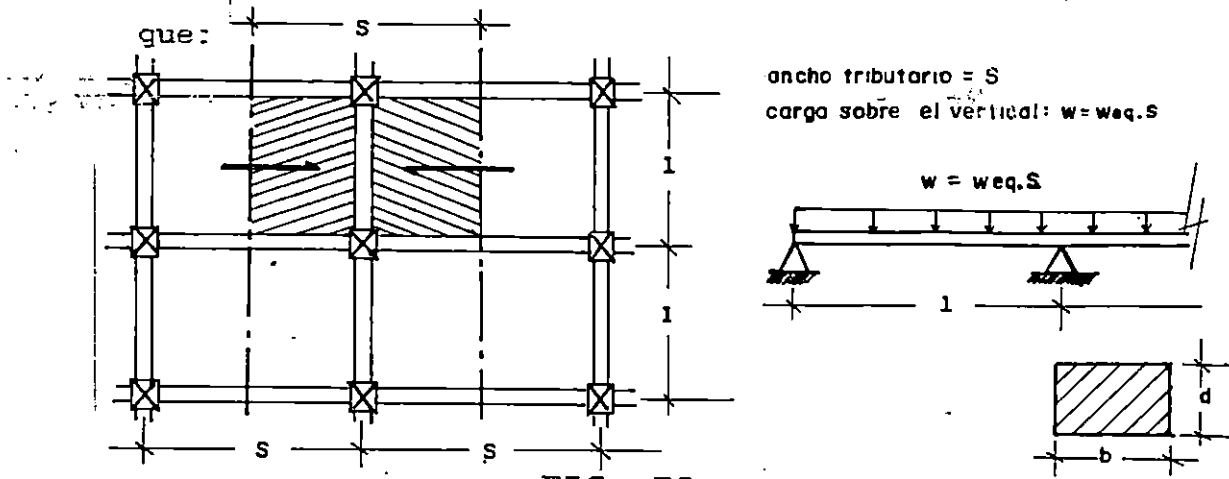
FIG. 78

Las dimensiones de los largueros no son necesarios calcularlos, puesto que son elementos que se utilizan únicamente para arriostamiento (en el caso de entibación con tablas horizontales). Las cargas son transmitidas a los elementos verticales

CALCULO DE LOS ELEMENTOS VERTICALES

1. Del diagrama de presiones (escogido de la Figura 65), se calcula el empuje total ejercido por la masa de suelo sobre los elementos verticales y se considera como una carga equivalente uniformemente distribuida.

Al evaluar la carga ejercida sobre el vertical tenemos



2. Para un modelo de análisis:

$$M \text{ máx} = \frac{w l^2}{K} = \frac{w eq \times S \times l^2}{K}$$

3. Se sabe que: $\frac{6 M \text{ máx}}{b d^2} \leq Fradm$

$$\frac{6 w eq \times S \times l^2}{b d^2 K} \leq Fradm \text{ (III)}$$

4. Se determinan las dimensiones transversales de los elementos verticales y la separación a la cual se colocan los apoyos

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions.

2. It is essential to ensure that all entries are supported by proper documentation and receipts.

3. Regular audits should be conducted to verify the accuracy of the records and identify any discrepancies.

4. The second part of the document outlines the procedures for handling cash and credit transactions.

5. All cash receipts should be recorded immediately and deposited in a secure bank account.

6. Credit sales should be recorded at the time of sale, and the amount should be tracked until payment is received.

7. The third part of the document provides guidelines for managing inventory and stock levels.

8. Inventory should be counted regularly to ensure that the recorded amounts match the actual quantities on hand.

9. Proper labeling and organization of inventory items are crucial for efficient tracking and management.

4.1 Conociendo la separación entre los puntales se determinan las dimensiones necesarias de los elementos verticales para tal separación

$$b \leq \frac{6 w_{eq} \times S \times l^2}{d^2 K Fradm} ; d = \text{es asumido}$$

$$d \leq \sqrt{\frac{6 w_{eq} \times S \times l^2}{b K Fradm}} \quad b = \text{es asumido}$$

b, d : Dimensiones transversales del elemento a utilizar

4.2 Conociendo las dimensiones transversales (b, d) de los elementos verticales se calcula la separación máxima permisible en dirección vertical para colocar los puntales.

$$l \leq \sqrt{\frac{b d^2 K}{6 w_{eq} S} \times Fradm}$$

l : Separación de los apoyos en el elemento vertical (puntales en dirección vertical)

5. Para los dos casos se revisa si la expresión (III) cumple.

Si no cumple entonces se asumen otros valores y se repite el proceso.

POR RIGIDECES:

Cálculo de Tablas (horizontales)

1. Según la distribución de presiones actuantes en la tabla,

$$w = q$$

Para un modelo de análisis:

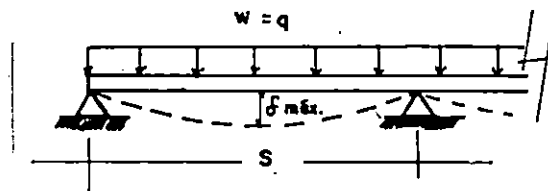


FIG. 80

donde: $\delta \text{ máx} = \frac{K q S^4}{EI}$

2. Se establece que: $\delta \text{ máx} \leq \delta \text{ adm}$
 $\delta \text{ adm} = \frac{S}{M}$

El valor de M se asumirá, tomando en cuenta las siguientes consideraciones⁴⁵

- Flecha en vigas en la construcción de pisos que soportan cielos rasos enyesados o tabiques, se toma generalmente como $1/360$ del claro.
- Flecha admisible en vigas que no soportan enyesados es $1/240$ de la longitud del claro.
- En los puentes para carreteras el límite es con frecuencia $1/200$ del claro.

Se sugiere utilizar el valor de $1/200$ de la longitud del claro por ser menos restrictivo.

$$\frac{K \alpha S^4}{EI} \leq \frac{S}{M} \quad (\text{IV})$$

⁴⁵ Diseño Simplificado de Estructuras de Madera, Harry Parker, 1972

3. El cálculo se efectúa de la manera siguiente:

3.1 Determinando la separación entre los puntales se calculan las dimensiones transversales necesarias, de tal manera que puedan resistir una deformación máxima

$$b \leq \frac{12 K q M S^3}{E t^3} ; \quad t : \text{asumido}$$

$$t \leq \sqrt[3]{\frac{12 K q M S^3}{E b}} ; \quad b : \text{asumido}$$

3.2 Conociendo las dimensiones transversales del elemento se puede calcular la separación máxima a la cual hay que colocar los puntales, para que resista una deformación máxima.

$$S \leq \sqrt{\frac{EI}{MKq}} ; \quad I = \frac{b \times t^3}{12}$$

Donde:

$b \times t$ = Dimensiones transversales de las tablas a utilizar

E = Módulo de elasticidad de la Madera utilizada

- K = Constante que depende del grado de continuidad del modelo analizado.
- S = Claro Máximo soportado por las tablas para resistir una deformación máxima.
- I = Momento de Inercia de la Sección transversal elegida.

4. Se verifica si la expresión (IV), cumple si no se eligen otros valores y se repite el proceso.

CALCULO DE ELEMENTO VERTICAL

1. Según lo expuesto anteriormente (cálculo de elemento vertical por resistencia), se dice que:

$$w = w_{eq} \times S$$

2. Para un modelo de análisis

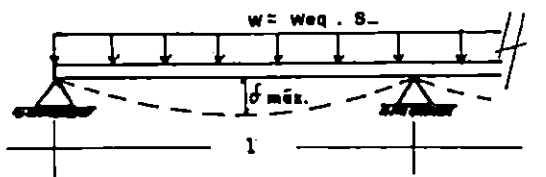


FIG. 81

$$\delta_{\text{máx}} \leq \delta_{\text{adm}}$$

$$\frac{K_w l^4}{EI} \leq \frac{1}{M}$$

$$\frac{K_w \text{ eq } S l^4}{EI} \leq \frac{1}{M} \quad (v)$$

3. El cálculo se efectúa de la manera siguiente:

3.1 determinando la separación a la cual se colocarán los puntales (en dirección vertical) se calculan las dimensiones transversales necesarias de tal manera que puedan resistir una deformación máxima.

$$b \leq \frac{12 K_w \text{ eq } M S l^3}{E d^3}; \quad d : \text{asumido}$$

$$d \leq \sqrt[3]{\frac{12 K_w \text{ eq } M S l^3}{E b}}; \quad b : \text{asumido}$$

3.2 Se calcula la separación máxima a la cual hay que colocar los puntales, para que resistan una deformación máxima, en función de las dimensiones transversales de los elementos verticales.

1948

1948

1948

1948

1948

1948

1948

1948

1948

$$l \leq \sqrt[3]{\frac{EI}{M K w e q S}} ; \quad I = \frac{b \times d^3}{12}$$

l = Claro máximo de los elementos verticales para soportar una deformación máxima

4. Verificar si la expresión (v) cumple, sino se eligen otros valores y se repite el proceso.

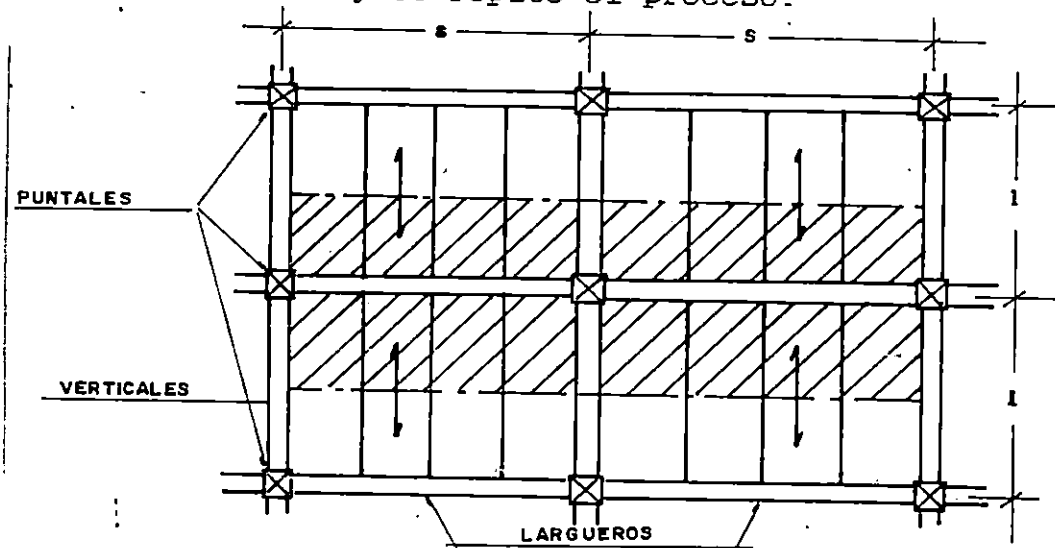


FIG. 82

De la Figura 82 se nota que los largueros (sección b,d) absorben las cargas que transmiten las tablas, por lo que se hace necesario calcularlos, siguiendo un proceso igual al empleado para calcular las tablas en disposición horizontal.

Para el cálculo de los elementos que conforman una entibación vertical se sigue el mismo procedimiento (por resistencia y rigideces), teniendo como variante las cargas que actuarán sobre cada uno de ellos.

PUNTAL (Elemento Sometido a Compresión)

Conocida la separación de los puntales (apoyo) tanto en dirección horizontal como vertical, se determina el valor de P_a (Fuerza axial), la cual se calcula así:

- a. Con el diagrama de presiones y la distribución vertical de puntales, se puede determinar la reacción máxima de los puntales, la cual se considera como el valor de " P_a ".

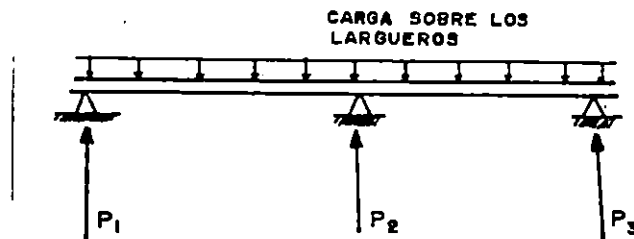
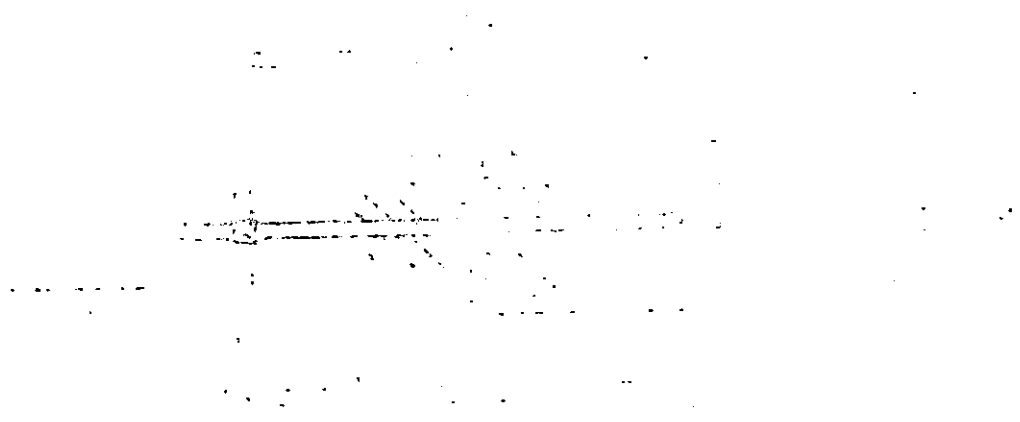


FIG. 83

- b. Por áreas tributarias, concentrando las fuerza en el puntal.



Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions.

Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions.

Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions.

Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions.

Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions.

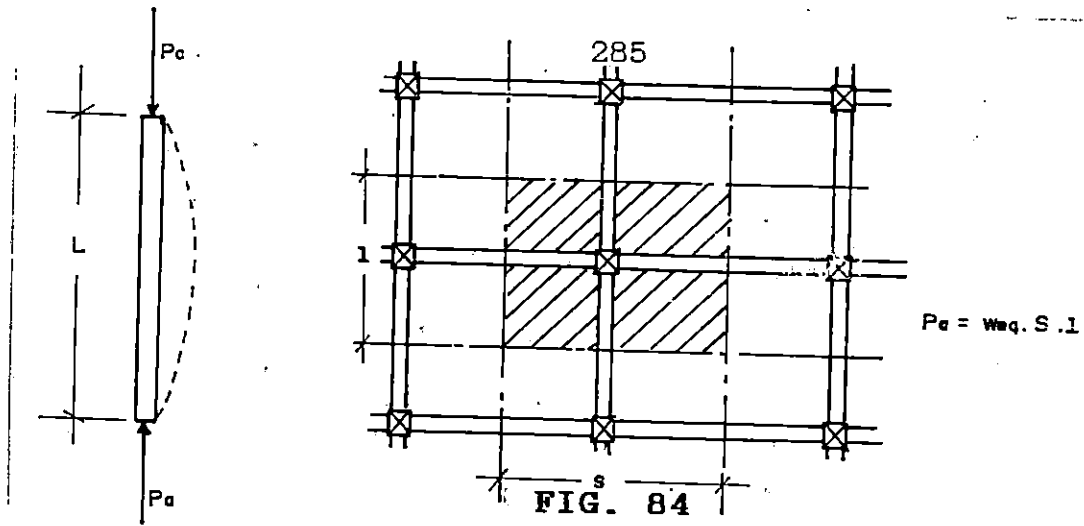
Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions.

Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions.

Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions.

Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions.

Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions.



El cálculo de las dimensiones del puntal ó el cálculo de las separaciones permisibles de los puntales, tanto horizontal como vertical, se efectúa así:

CALCULO DE DIMENSIONES TRANSVERSALES

1. Se determina la fuerza axial máxima P_a

$$P_a = w_{eq} \times s \times l$$

2. Se asumen dimensiones transversales del puntal (b , d)

3. Se determina el esfuerzo admisible F_a

$$F_a = \frac{0.3 E}{(L/b)^2}$$

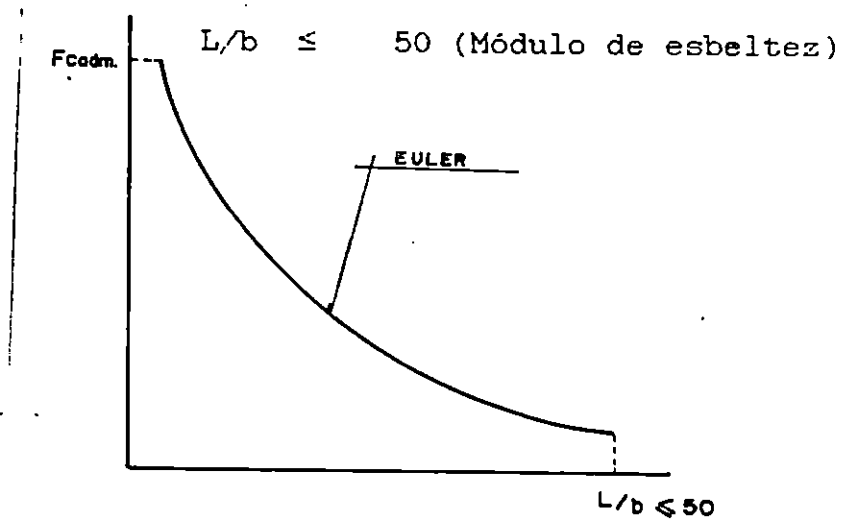
donde:

- E = Módulo de elasticidad de la madera utilizada
 b = Dimensión menor de la sección transversal escogida.
 L = Longitud del puntal (depende del ancho de la excavación)

4. Se calcula el esfuerzo actuante f_a

$$f_a = P_a / bxd$$

5. Se comprueba que:



CALCULO DE SEPARACIONES ENTRE APOYOS

1. Se calcula el esfuerzo admisible F_a .

$$F_a = \frac{0.3 E}{(L/b)^2}$$

2. Se calcula la Fuerza axial máxima.

P_a máx se dará cuando $f_a = F_a$

Entonces:

$$P_a \text{ máx} = \frac{0.3 E b \times d}{L^2}$$

3. Se determina la separación entre los apoyos, asumiendo valores ya sea S ó para l

$$s \times l = \frac{P_a}{W_{eq}}$$

$s \times l =$ ancho tributario máximo

Donde:

s : separación horizontal

l : separación vertical

En el Anexo 4 se muestran algunos tipos de disposición de ademes, así como los requisitos mínimos necesarios para el apuntalamiento de excavaciones.

6.2 MUROS DE CONTENCIÓN

Generalmente, los muros son utilizados para proveer estabilidad al suelo u otro material cuyas condiciones de estado natural sean inestables.

Son usados comúnmente para soportar presiones de suelo y/o también presiones hidráulicas.

Ahora bien, existen diversidad de muros que pueden ser usados para tales fines; en nuestro medio son muy utilizados los muros de piedra, concreto reforzado y de mampostería reforzada, clasificados así por los materiales por el cual estén compuestos. Cada uno de los anteriores, tienen su forma de responder estructuralmente ante las presiones a las que están sometidos, siendo el más eficiente aquel que se adecúe a intereses económicos, topográficos y de importancia estructural; siendo éste último factor quizás el de mayor consideración a la hora de decidir que tipo de muro construir.

Se procederá a dar una secuencia metodológica para el diseño de cada uno de los muros antes mencionados, poniendo en claro que no se pretende explicar los fundamentos del comportamiento estructural sino un proceso lógico para el abordaje en el diseño de las obras de contención.

6.2.1 Tipos de Muros y Forma Estructural

Como se dijo anteriormente, dependiendo del material del que están constituidos los muros, estos podrán ser esencialmente de tres tipos:

- a) Muro de gravedad (roca)
- b) Muro de concreto reforzado y
- c) Muro de mampostería reforzada

Los tipos a) y b) tienen un proceso de cálculo determinado, mientras los del tipo c) se basan en prueba y error; como se expondrá más adelante.

Dentro de estos tipos de muro existe una clasificación dependiendo de su forma constructiva; así:

		CANTILIVER
MURO DE CONCRETO ARMADO	-----	CON CONTRAFUERTES INTERNOS
		CON CONTRAFUERTES EXTERNOS
		UNIDADES HUECAS
MURO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA		UNIDADES RELLENAS O SOLIDAS

El muro de mampostería reforzada por tener un método de prueba y error, amerita que se trate con mayor detalle en un apartado que posteriormente será expuesto.

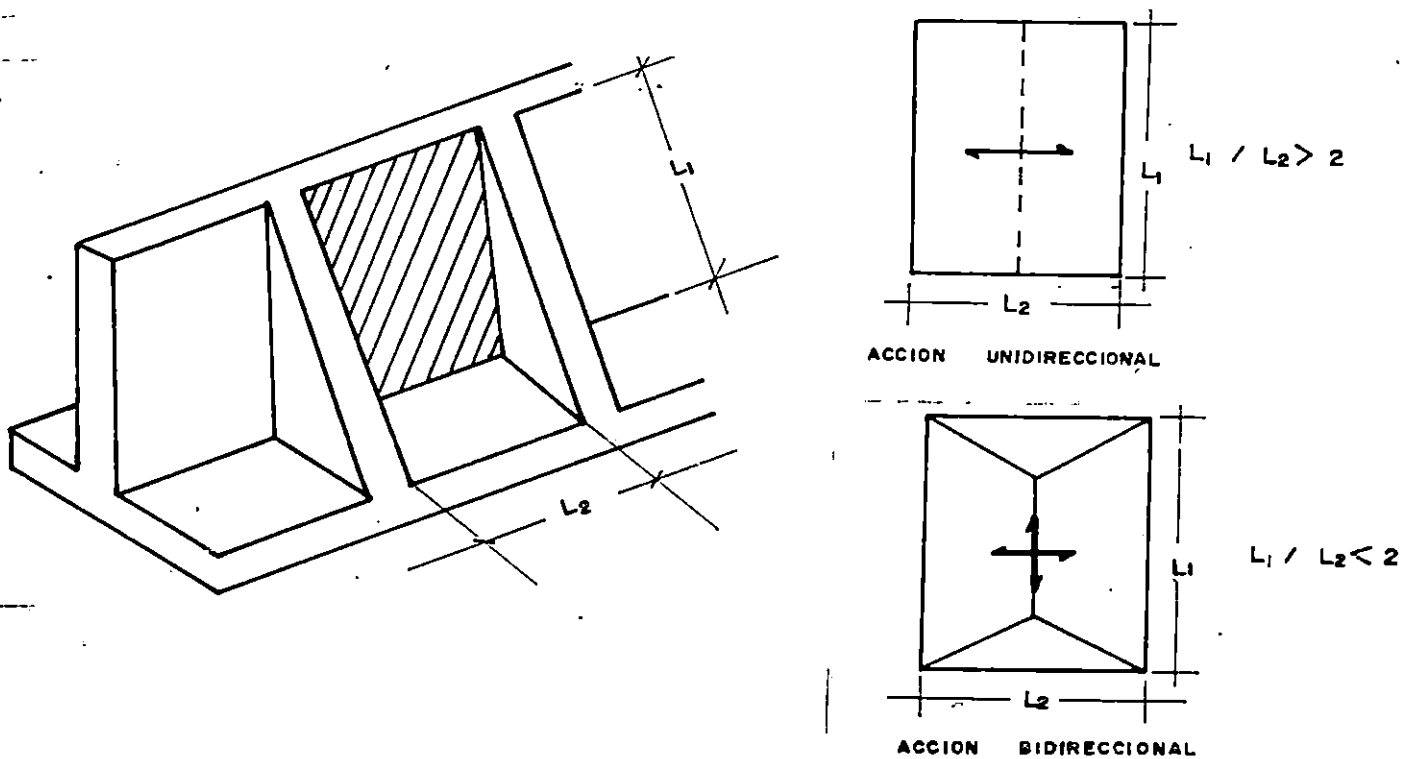


FIG. 86
MURO PERIMETRALMENTE APOYADO.
RELACION DE CLAROS

En la forma de transmisión de cargas de la obra de contención está el fundamento para determinar si la pantalla del muro actúa unidireccional o bidireccionalmente dependiendo esto de la relación de claros existentes.

6.2.2 Cargas en el Sistema Estructural

En nuestro país, por mucho tiempo, la valoración de los empujes en la pantalla han sido y son calculadas únicamente con el efecto activo estático y cubriendo con los factores de seguridad todo aquel caso eventual que pudiese ocurrir, como es el caso de los sismos. Ahora bien, en una región de alto riesgo sísmico, y específicamente el AMSS donde las fallas geológicas son muchas, es necesario tomar en cuenta el efecto activo dinámico a la hora de diseñar un muro, con el fin de obtener obras sismo-resistentes que aseguren en alguna medida la protección efectiva de la misma infraestructura.

6.2.2.1 Cargas en Pantalla

Se consideran que estas cargas son perpendiculares a la pantalla del muro: teniendo la distribución de presiones tanto activa estática como dinámica (fig. 87).

Como puede observarse en la Figura 87 la superposición de cargas es un tanto complicada para su análisis; por lo que se podría pensar en hacer una uniformización de cargas, teniendo en cuenta que los factores de seguridad darán cobertura a las cargas excedentes.

Donde la mayorización de cargas se hace tomando en cuenta que:

$$q_r = 1.7 q_a + 1.4 q_e^{45}$$

De acuerdo a las expresiones para la distribución de cargas dadas en el Apéndice A se observa que:

$$q_a = \gamma K_{ah} Y$$

$$q_e = \frac{9}{16} \gamma K_{sh} H [1 - (Y/H)^2]$$

donde:

- q_a : Distribución de carga estática en función de "y"
- q_e : Distribución de carga sísmica en función de "y"
- γ : Peso volumétrico del suelo
- H : Altura de la pantalla
- Y : Altura a la que se desea evaluar la carga
- K_{ah} : Componente horizontal del coeficiente de carga estática del suelo.

K_{SH} : Componente horizontal del coeficiente de carga
sísmica dada en el REDSES

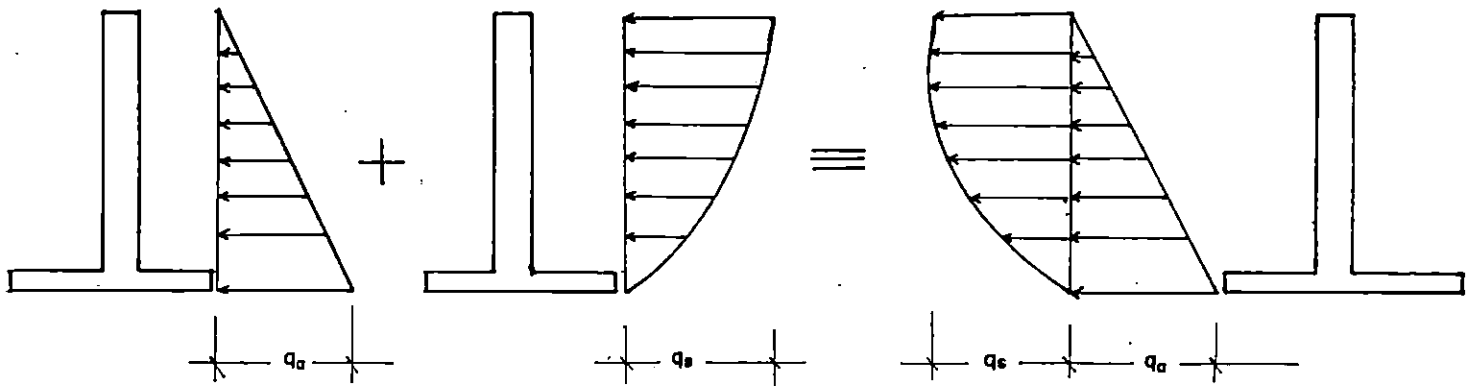


FIG. 87 - CARGAS SOBRE PANTALLA

Para fines de análisis puede darse un criterio de uniformización de cargas, es decir:

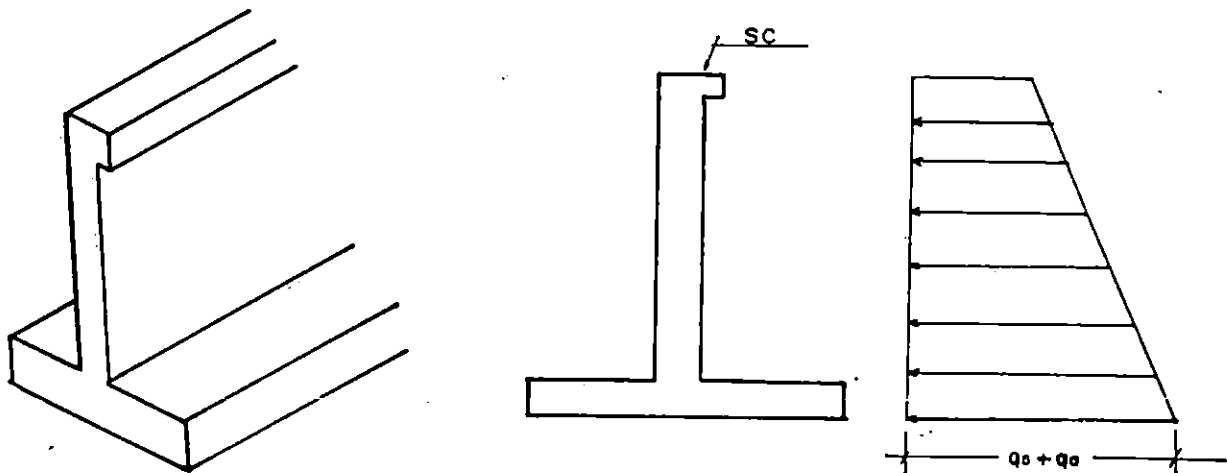


FIG. 88

100-443880-100

100-443880-100

100-443880-100

La distribución anterior dependerá en gran medida de la estructuración dada en la pantalla, en cuyo caso podría darse otra circunstancia en la distribución de cargas, es decir;

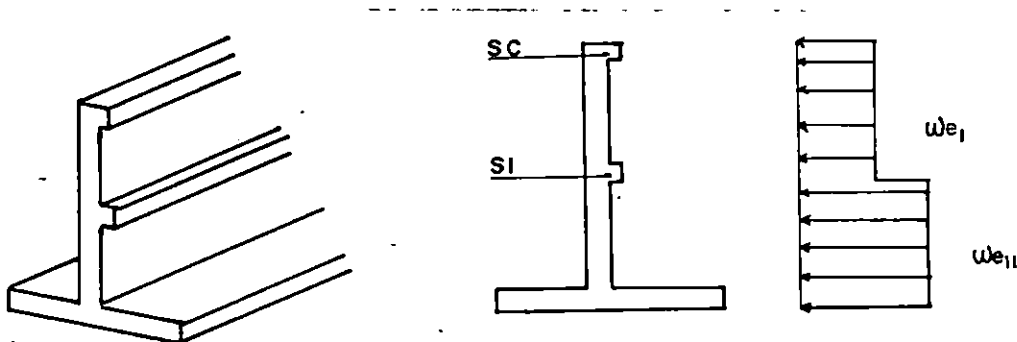


FIG. 89

De lo anterior se deduce que las cargas actuantes en la pantalla dependerán en gran medida de la estructuración que se le dé al sistema de apoyos de la pantalla en cuestión.

6.2.2.2 Cargas en los Apoyos (contrafuertes)

Los contrafuertes por servir de apoyo a la pantalla, dependen del área tributaria que tenga cada elemento de apoyo.

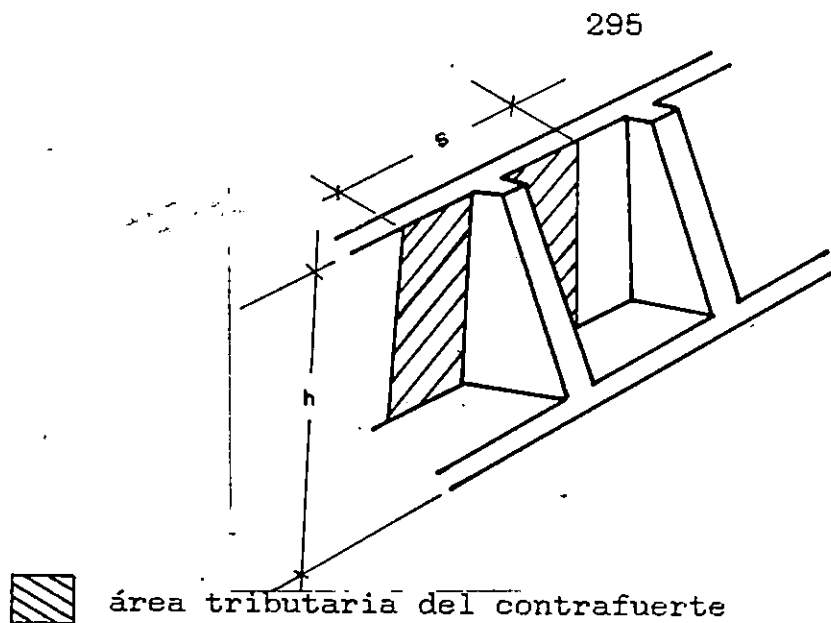


FIG. 90 (a) - AREA TRIBUTARIA DE LOS APOYOS

Del dibujo se determina que:

Carga total resistida

por el contrafuerte = $w_{eq} H \times S$

Donde para el w_{eq} deberá tomarse las consideraciones de carga de la pantalla.

Si el análisis es bidireccional. entonces:

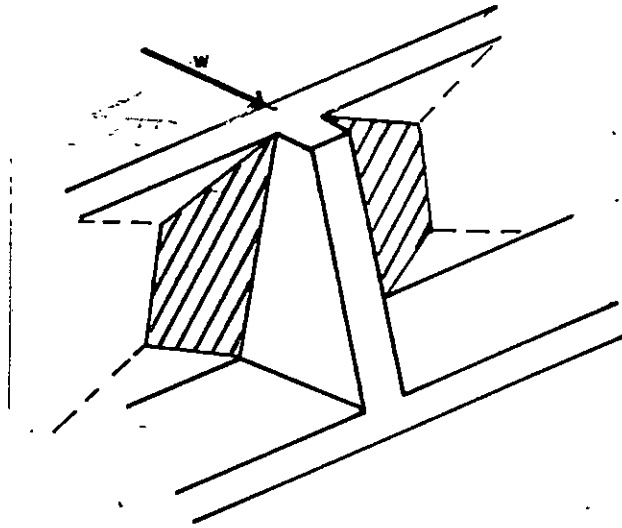


FIG. 90 (b) - AREA TRIBUTARIA DE LOS APOYOS

Obsérvese que:

1. Parte del área tributaria es absorbida por la cimentación.
2. La solera absorbe una determinada área tributaria generando una carga puntual en el contrafuerte.

Modelo de carga resultante:

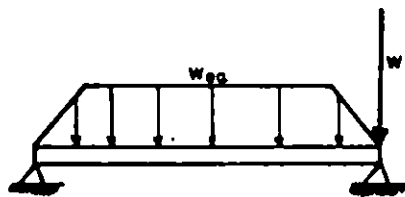


FIG. 91

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5800 S. UNIVERSITY AVENUE
CHICAGO, ILLINOIS 60637

RECEIVED
JAN 15 1964

1964

1964

1964

Que bien puede eludirse considerando que el área tributaria absorbida por la solera de coronamiento es pequeña y por consiguiente uniformizar las áreas a una unidireccional, estando del lado de la seguridad.

En el caso de que se constituyan varios tableros de pantalla, por transmisión de fuerzas el contrafuerte tiene un diagrama de cuerpo libre igual a:

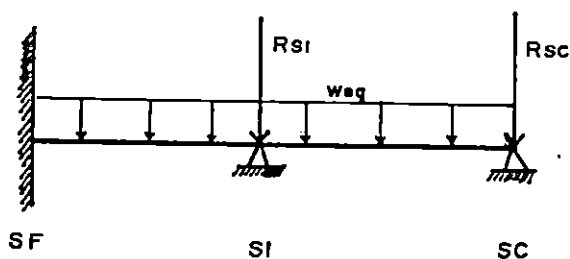


FIG. 92

Donde:

- R_{si} : Reacción provocada por la solera intermedia
- R_{sc} : Reacción provocada por la solera de coronamiento.
- w_{ag} : Carga equivalente con las consideraciones dadas en la evaluación de cargas en la pantalla.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

2. The second section covers the process of reconciling accounts. It explains how to compare the company's internal records with the bank statements to identify any discrepancies. Regular reconciliation helps in catching errors early and prevents them from escalating.

3. The third part of the document addresses the issue of budgeting. It provides guidelines on how to set realistic financial goals and allocate resources effectively. A well-defined budget is essential for the long-term success of any organization.

4. The final section discusses the role of technology in financial management. It highlights the benefits of using accounting software to streamline processes, reduce manual errors, and provide real-time insights into the company's financial health.

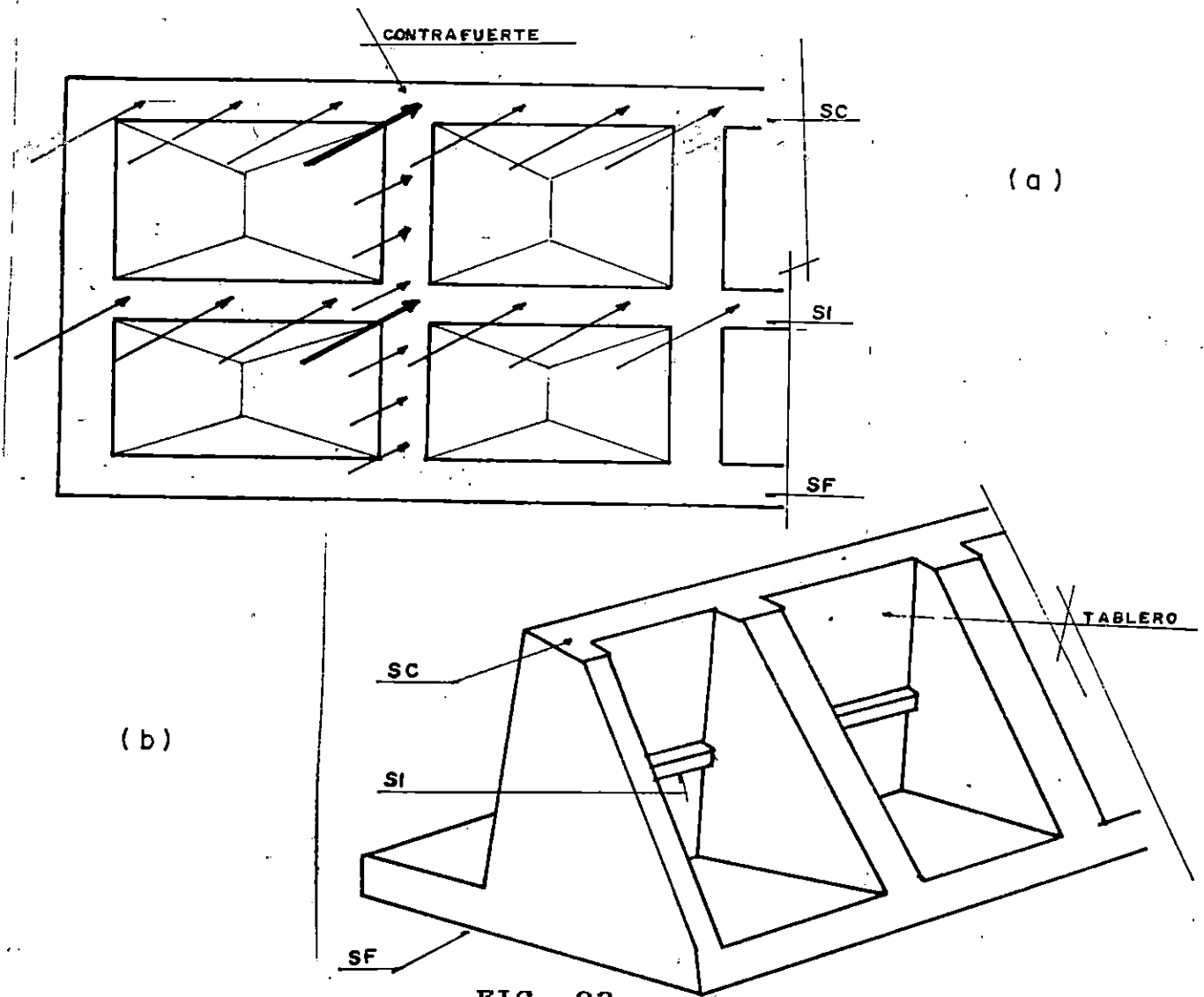


FIG. 93

TRANSMISION DE CARGAS EN UN MURO DE CONTRAFUERTES

- a. Vista Frontal de Acción de Cargas sobre Tablero y Contrafuertes
- b. Isométrico de Muro con Contrafuertes y Soleras

6.2.2.3 Cargas sobre la Cimentación

Para determinar la carga sobre la cimentación se debe tener en cuenta la forma del muro en sí, ya que dependiendo de esto, se puede analizar la zapata de fundación como un simple cantiliver, es decir:

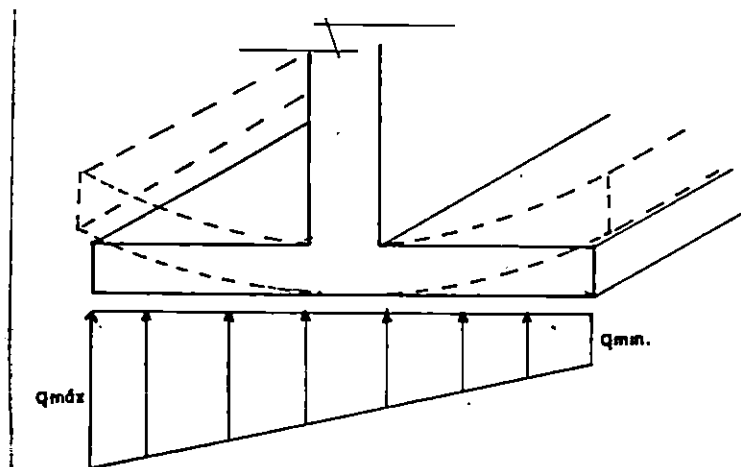


FIG. 94

En el concreto armado la acción de las presiones de tierra en la fundación puede ser absorbida por soleras, originando cargas por tableros, convirtiéndose el análisis en un diseño de losas y vigas donde el espesor de losa disminuirá como consecuencia lógica.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that this is crucial for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail. The text notes that any discrepancies or errors in the records can lead to significant complications during an audit and may result in the disallowance of certain expenses.

2. The second part of the document outlines the specific procedures that should be followed when recording transactions. It details the requirements for receipts, invoices, and other supporting documents, including the need for proper signatures and dates. It also discusses the importance of timely recording of transactions to avoid any potential issues with the timing of the entries.

3. The third part of the document addresses the issue of expense allocation. It explains how certain expenses may need to be allocated between different departments or projects based on their relative usage. The text provides guidance on how to determine the appropriate allocation method and how to document the process to ensure transparency and fairness.

4. The fourth part of the document discusses the importance of regular communication and reporting. It emphasizes that management should be kept informed of the financial performance of the organization on a regular basis. This includes providing detailed reports on the status of the budget, any variances, and the reasons for those variances. The text also discusses the importance of maintaining open lines of communication with the audit firm to address any questions or concerns promptly.

5. The fifth part of the document discusses the importance of maintaining proper documentation for all financial transactions. It emphasizes that all records should be kept in a secure and accessible location for a sufficient period of time. The text also discusses the importance of backing up the records to prevent any potential data loss. Finally, the document concludes by reiterating the importance of following these guidelines to ensure the accuracy and integrity of the financial statements.

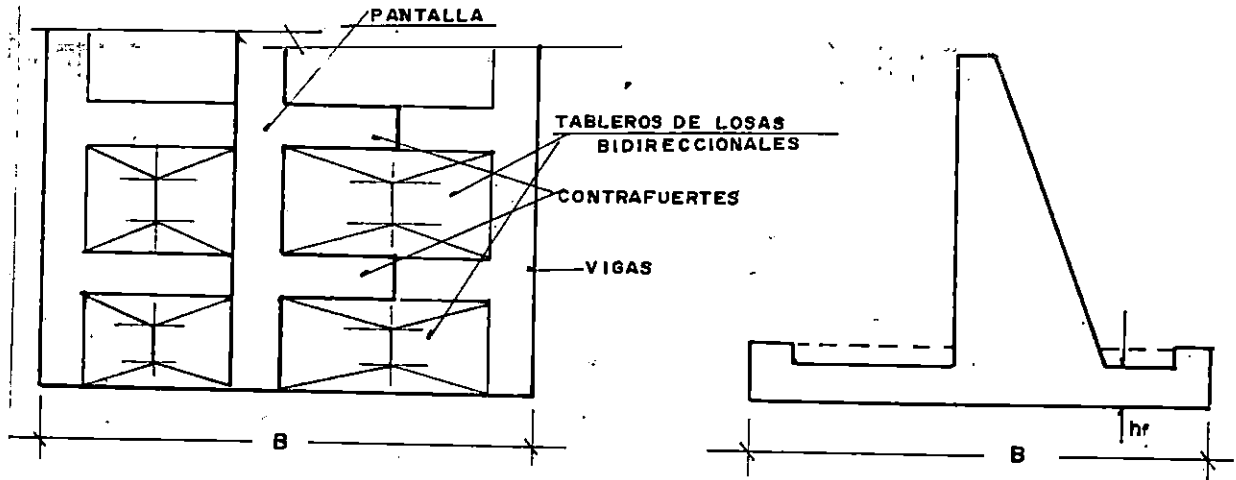
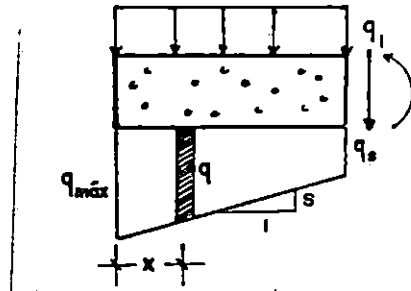


FIG. 95 - ESTRUCTURACION DE FUNDACION

- a) Vista en planta de muro con contrafuertes y vigas perimetrales
- b) Vista lateral de muro con contrafuertes

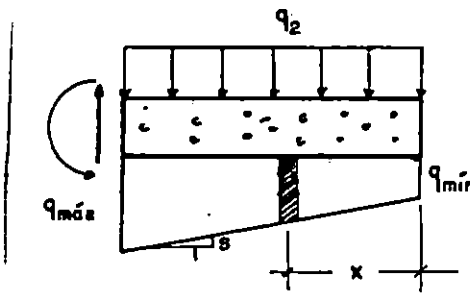
De la figura anterior se puede concluir que las cargas serán absorbidas por los tableros y estos transmitirán las cargas a las vigas formándose una distribución uniforme y pudiéndose analizar como un sistema de losas, donde las cargas de puntera y talón pueden ser:



$$q = q_{\max} - Sx - q_1$$

$$V = \int_0^x q \, dx$$

$$M = \int_0^x V \, dx$$



$$q = q_{\min} + Sx - q_2$$

$$V = \int_0^x q \, dx$$

$$M = \int_0^x V \, dx$$

FIG. 96 - CARGAS EN LA CIMENTACION

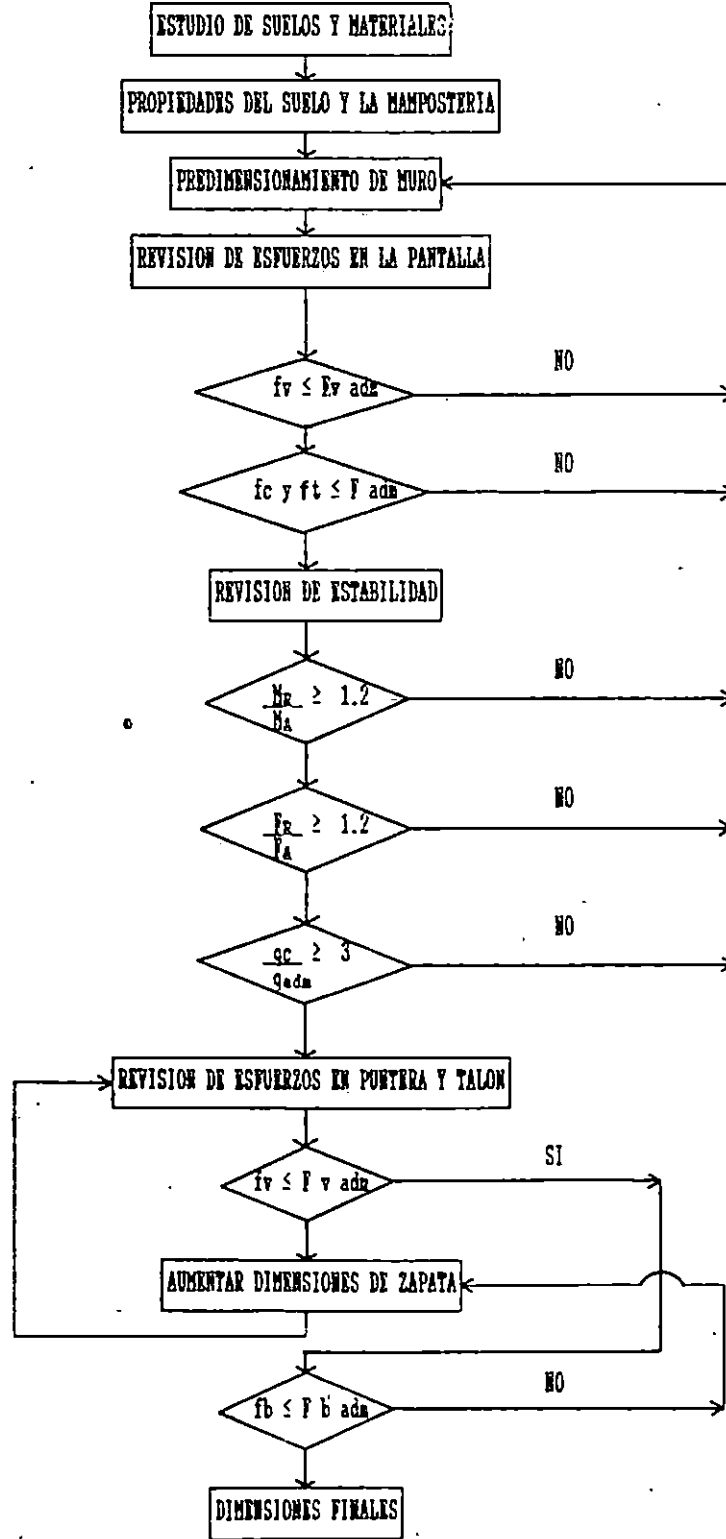
(a) Cargas en la puntera

(b) Cargas en el talón

6.2.3 Metodología para el Diseño de Muro de Mampostería de Piedra

1. Determinar las propiedades del suelo y de la mampostería
2. Establecer la altura del muro (H)
3. Realizar un predimensionamiento general (preliminar) en función de H
4. Realizar la revisión de esfuerzos actuantes en la base de la pantalla del muro.
5. Realizar la revisión de estabilidad en el muro:
 - Volteo
 - Deslizamiento
 - Capacidad de carga
6. Realizar la revisión de esfuerzos en la puntera y el talón del muro

FLUJOGRAMA DE METODOLOGIA PARA EL DISEÑO DE UN MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA



6.2.3.1 Diseño de Muro de Mampostería de Piedra

A continuación se presenta el procedimiento a seguir para el diseño estructural de muros de mampostería de piedra, el cual se calcula para evitar sobrepasar los valores admisibles al deslizamiento, volteo, capacidad de carga del suelo, así como para evitar que los esfuerzos de la mampostería no sobrepasen los esfuerzos admisibles.

- Mediante un estudio de suelos del lugar donde se construirá el muro, se determinan los valores de las propiedades del mismo utilizados para el diseño: Peso volumétrico (γ_s), ángulo de fricción interna (ϕ), cohesión (C), capacidad de carga (q).

- Así mismo, mediante ensayos o parámetros de diseño, determinar las propiedades más importantes del material a utilizar: peso volumétrico (γ_m), esfuerzos admisibles en el muro.

- La altura del muro está condicionada por la topografía del lugar, utilizando el siguiente criterio para determinarla:

$$H = H' + hf$$

$$H = (\text{Elev. 1} - \text{Elev. 2}) + hf$$

Donde: (fig. 97)

H' = Altura libre

hf = Profundidad de desplante

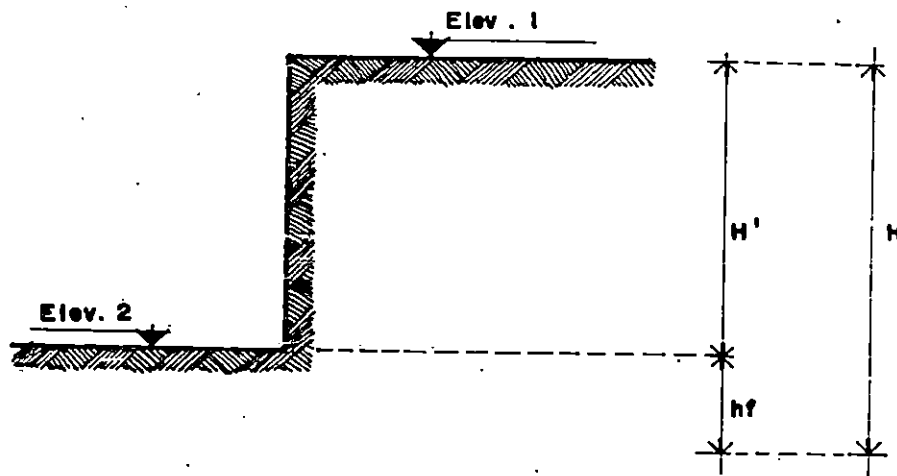


FIG. 97

Para seleccionar el valor de hf se deben considerar las características del suelo de dicha zona, por lo que el laboratorio de suelos que realice el estudio tiene la obligación de indicar cual es la profundidad de desplante recomendada.

El tipo de muro a utilizar depende de las condiciones del terreno. Así por ejemplo, para alturas menores de 6.0 mts. es recomendable utilizar muros de piedra, ya que para alturas mayores podría resultar antieconómico.

- Realizar un predimensionamiento del muro en base a parámetros establecidos en función de la altura del muro.

Así⁴⁷

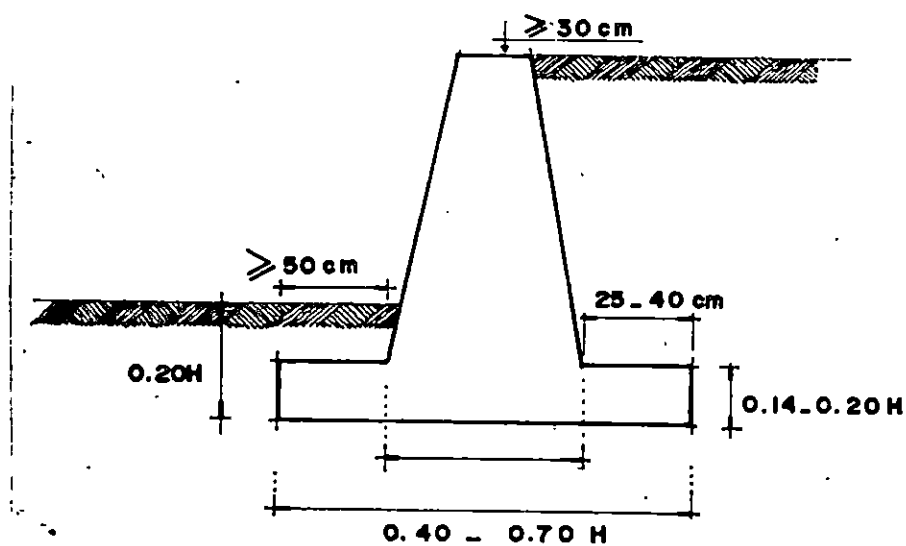


FIG. 98

- Realizar la revisión de esfuerzos actuantes en la base de la pantalla del muro.

⁴⁷ "Desarrollo de la Comunidad San Antonio Abad", Peña Juan; 1990

Los esfuerzos que actúan sobre el muro son: esfuerzo cortante (debido a la fuerza cortante) y esfuerzo de flexocompresión (debido a la carga axial y al momento flector).

FUERZA CORTANTE (V)

La fuerza cortante, por sumatoria de fuerzas, es igual al empuje activo que actúa sobre el muro (la teoría a utilizar para determinar el empuje depende de las condiciones del suelo y muro). (Se analizará la constante para la condición sísmica, que es la más crítica ---> Gravitacional + E_a + sismo).

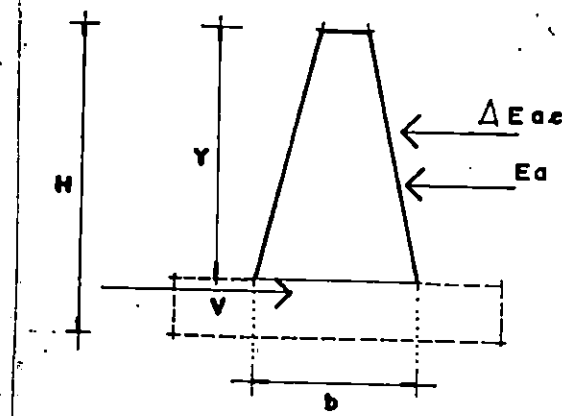


FIG. 99

Al aplicar la Teoría de Coulomb para determinar el E_a , resulta una componente horizontal y otra vertical del E_a . La

componente horizontal es la que se utiliza para el análisis, ya que es la más desfavorable para la estabilidad del muro, y se encuentra ubicada a $H/3$ de la base. (fig. 100).

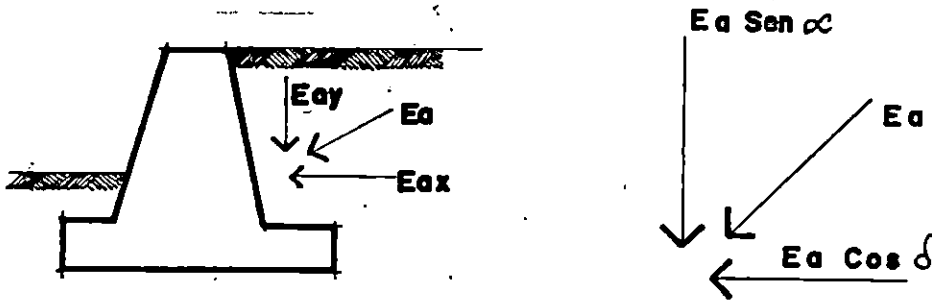


FIG. 100

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K \cos \delta ; K_{aH} = K \cos \delta$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_{aH}$$

La línea de acción de la componente vertical se encuentra ubicada a $2/3 H \times \tan w$ de la corona del muro.

Donde:

w = ángulo entre el paramento interno del muro y la vertical

Entonces, la fuerza cortante para una altura "Y" medida a partir de la corona del muro es:

$$V = E_a + \Delta E_{ae} \text{ (método semi-empírico de Bolton Seed)}$$

$$V = \left[\frac{1}{2} \gamma_s Y^2 K_{aH} \right] + \left[\frac{9}{16} \gamma_s K_{sH} \times Y \times H \left(1 - \frac{Y^2}{3 H^2} \right) \right] \times L$$

(Ver deducción de ecuación en Apéndice A)

$$V = \gamma_s Y \left[\frac{1}{2} Y K_{aH} + \frac{9}{16} K_{sH} H \left(1 - \frac{Y^2}{3 H^2} \right) \right] \times L$$

$$L = 1.00 \text{ mt}$$

Donde:

K_{aH} = Coeficiente horizontal de presión activa estática
(Coulomb o Rankine)

K_{sH} = Componente horizontal de la aceleración del terremoto

Zona I - 0.2

Zona II - 0.1

H = Altura del muro

ESFUERZO CORTANTE (f_v)

Se determinan los esfuerzos para la condición de diseño accidental (condición más crítica), afectados por un factor de reducción de carga (0.75)

$$f_v = \frac{V}{A} \times 0.75$$

$$f_v = \frac{V}{b \times L} \times 0.75, \quad b = \text{ancho de base de pantalla}$$

$$\text{Si } f_v \leq F_{v \text{ adm}} \quad \Rightarrow \quad \text{O.K.}$$

$$\text{Si } f_v > F_{v \text{ adm}} \quad \Rightarrow \quad \text{Es necesario aumentar dimensiones de la pantalla}$$

FLEXOCOMPRESION

Se determina el esfuerzo de compresión y de tensión debido tanto a la carga axial como al momento flector (fig. 101). Analizándolos para la condición accidental, afectados por un factor de reducción de carga.

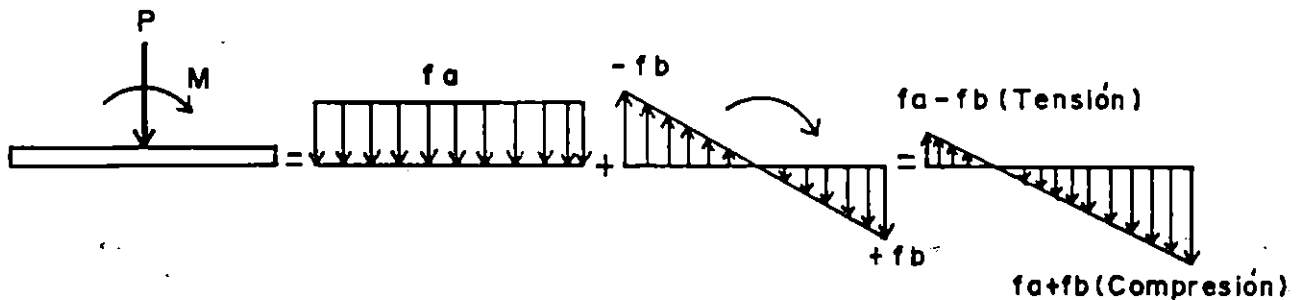


FIG. 101

CARGA AXIAL (P)

Se divide la pantalla del muro en figuras geométricas conocidas para facilitar su análisis, así:

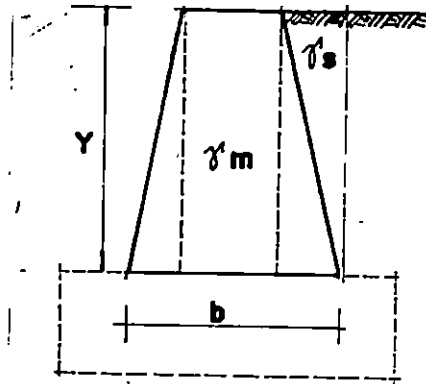


FIG. 102

$$P = \sum A_i \times L \times \gamma' \times 0.75 ; \quad L = 1.0 \text{ m}$$

$$P = \sum A_i \times \gamma' \times 0.75$$

ESFUERZO DEBIDO A LA CARGA AXIAL (fa)

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{P}{b \times L} \quad \text{--->} \quad f_a = \frac{P}{b}$$

MOMENTO FLECTOR (M)

Para una altura "Y" medida a partir de la corona del muro.

$$M_a = \frac{1}{2} \gamma_s Y^2 K_{aH} \times \frac{Y}{3} \quad (\text{momento debido a } E_a)$$

$$M_{ae} = \frac{3}{64} \gamma_s K_{sH} H Y^2 \left(6 - \frac{Y^2}{H^2}\right)$$

(ver deducción de ecuación en Apéndice A)

$$M = (M_a + M_{ae}) \times 0.75$$

$$M = \frac{1}{6} \gamma_s Y^2 \left[Y K_{aH} + \frac{9}{32} K_{sH} H \left(6 - \frac{Y^2}{H^2}\right) \right] \times 0.75$$

Esfuerzo debido al momento flector (f_b)

$$f_b = \frac{6M}{L b^2} \quad ; \quad L = 1.00 \text{ m}$$

$$f_b = \frac{\gamma_s Y^2 \left[Y K_{aH} + \frac{9}{32} K_{sH} H \left(6 - \frac{Y^2}{H^2}\right) \right] \times 0.75}{b^2}$$

Luego, en base al diagrama de esfuerzos (fi. 101) se tiene:

$$\text{Esfuerzo de Compresión} \quad \text{-----} \rightarrow \quad f_c = f_a + f_b$$

$$\text{Esfuerzo de Tensión} \quad \text{-----} \rightarrow \quad f_t = f_a - f_b$$

$$\text{Si } f_c \leq F_c \text{ adm}$$

=====> O.K.

$$\text{Si } f_t \leq F_t \text{ adm}$$

Si $f_c > F_c \text{ adm}$

==> Aumentar dimensiones de la
pantalla del muro

Si $f_t > F_t \text{ adm}$

REVISION DE ESTABILIDAD

Se harán ahora las revisiones necesarias para que el muro resista fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga. Dichas revisiones se analizarán considerando la condición Gravit. $E_a +$ Sismo (más condición crítica)

- Se divide el muro en figuras geométricas conocidas, a fin de facilitar su análisis (fig. 103)

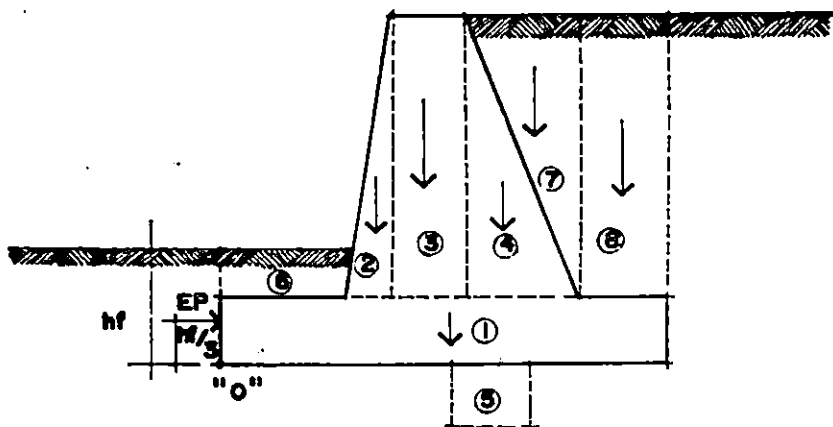


FIG. 103

- Se determina el área de cada una de estas figuras.
- Conociendo el peso volumétrico de la mampostería y del suelo, se puede calcular el peso de cada sección así:

$$P = \gamma \times A \times L ; \quad L = 1.00 \text{ m}$$

- Se calcula el momento resistente con respecto al punto "o" (fig. 103), debido tanto al peso de cada sección del muro como al empuje pasivo (E_p) que actúa sobre el mismo.

$$M_R = \sum W_i \times X_o + E_p \times h_x/3$$

Donde:

W_i = Peso de cada sección

E_p = Empuje pasivo (La teoría a utilizar para determinar el E_p depende de las condiciones del suelo y muro)

X_o = Distancia que existe entre el centroide de cada figura (punto de aplicación del peso) y el punto "O".

- Se calcula el momento actuante sobre el muro, siempre con respecto al punto "o", debido al empuje activo estático (E_a) y al incremento del empuje activo (ΔE_{ae})

$$M_A = (E_a \times \frac{H}{3}) + (\Delta E_{ae} \times 0.6 H)$$

donde:

$$\Delta E_{ae} = \frac{3}{8} \gamma_s H^2 K_{SH} \quad (\text{Bolton Seed})$$

REVISION POR VOLTEO

Se calcula el factor de seguridad al volteo

$$FSV = \frac{\sum MR}{\sum MA} \quad ; \quad \text{Si } FSV \geq 1.2 \Rightarrow \text{O.K. (no voltea el muro)}$$

Si $FSV < 1.2 \Rightarrow$ Redimensionar el muro
(aumentar dimensiones)

Para determinar el factor de seguridad se utiliza la siguiente tabla:⁴⁸

TABLA 7

TIPO DE CARGA CONSIDERADA	F.S.
- Sólo carga permanente	3
- Carga permanente más carga viva eventual	2.0 - 2.5
- Carga permanente, carga viva y efecto de sismo	1.2 - 1.5

REVISION POR DESLIZAMIENTO

Se calculan las fuerzas resistentes (horizontales)

$$FR = E_p + F_{fricción} ; f_{fricción} = \sum FV \tan \delta$$

$$\delta = \text{Angulo de rozamiento suelo - muro}$$

Se calculan las fuerzas actuantes sobre el muro

$$FA = E_a + \Delta E_a$$

Luego, el factor de seguridad por deslizamiento:

$$FSD = \frac{\sum FR}{\sum FA} ; \quad \text{Si } FSD \geq 1.2 \Rightarrow \text{O.K. (el muro no desliza)}$$

Si $FSD < 1.2 \Rightarrow$ Es necesario un diente o cuña, o aumentar dimensión de la zapata

- Diseño de diente:

Se calcula la nueva altura de desplante, considerando

$$FSD = 1.2$$

$$FSD = \frac{FR}{FA} = 1.2$$

Si $FR = 1.2 FA$ (A) y

$$FR = E_p + F_{\text{fricción}} = \frac{1}{2} K_p \gamma_s h' f^2 + \sum F_v \tan \delta$$

Sustituyendo en (A) se tiene:

$$\frac{1}{2} K_p \gamma_s h' f^2 + \sum F_v \tan \delta = 1.2 FA$$

$$h' f = \sqrt{\frac{2 (1.2 FA - \sum F_v \tan \delta)}{K_p \gamma_s}}$$

Se determina $h' f$

Luego:

$$h_{\text{diente}} = h' f - h f$$

- Ancho de diente (a)

- Se supondrá que la fuerza de corte que actúa sobre el diente es ΔE_p .

$$\text{Luego: } \Delta E_p = E_p (h' f) - E_p (h f)$$

$$E_p (h' f) = \frac{1}{2} h' f^2 K_p \gamma_s$$

$$E_p (h f) = \frac{1}{2} h f^2 K_p \gamma_s$$

- Se determina el ancho del diente, como sigue:

$$F_v = \frac{P}{A} \Rightarrow F_v = \frac{\Delta E_p}{a \times 1.0}, \quad F_v = \text{esfuerzo al corte adm.}$$

$$a = \frac{\Delta E_p}{F_v \times 1.0}, \quad a = \text{ancho mínimo}$$

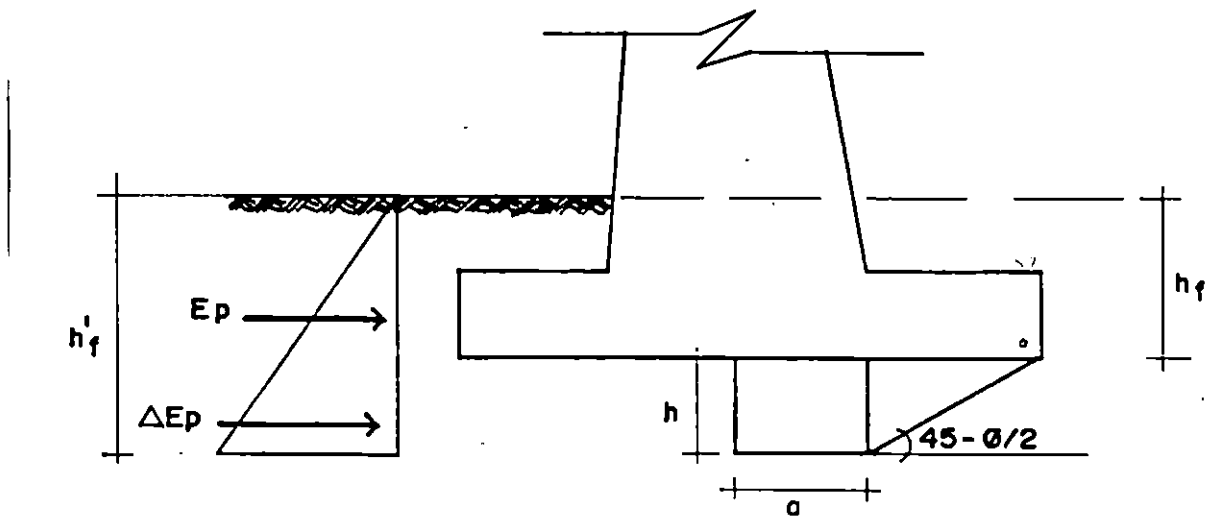


FIG. 104

El criterio para establecer la posición del diente es como sigue:

Se coloca el diente a una distancia tal que garantice que no se incremente el Empuje Activo (fuerza actuante) y por el contrario, aumente el empuje pasivo (fuerza resistente)

La distancia mínima se determina así:

- Formar una cuña en el diente con un ángulo de inclinación igual a $45 - \phi/2$

- Formar una cuña en el diente con una relación de 1 a 1.5

Utilizar la distancia mayor.

Es de hacer notar que la adición de una cuña puede traer como consecuencia, falla al volteo, por lo que esta debe ser considerada en casos extremos, por ejemplo: cuando no se puede desarrollar un talón por existir restricción para el mismo. Es más recomendable aumentar la dimensión del talón y disminuir la puntera.

- Revisión por Capacidad de Carga

Se determina la excentricidad del muro. Analizándolo tanto par la condición gravitacional + Ea y para la condición accidental (Grav. + Ea + Sismo)

Para ello se procede así:

Condición Gravitacional + Ea + Sismo

- Determinar el momento M_o' .

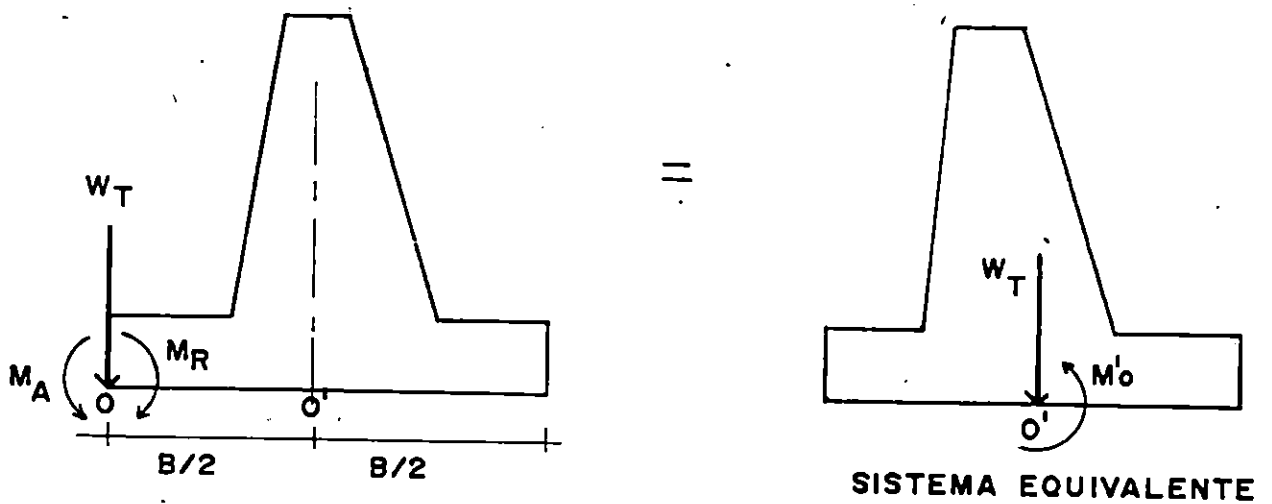


FIG. 105

$$M_o' = [\Sigma (W_i X_o) + (E_p \times hf/3)] - [(E_a \times H/3) + (\Delta E_{ae} \times 0.6 H)] - [W_r \times (B/2)]$$

$$e = \frac{M_o'}{W_T}$$

$$\text{Si } e \leq \frac{B}{6}$$

La sumatoria de fuerzas verticales (W_T) cae dentro del tercio medio de la base, por lo que la distribución de presiones será aproximadamente así:

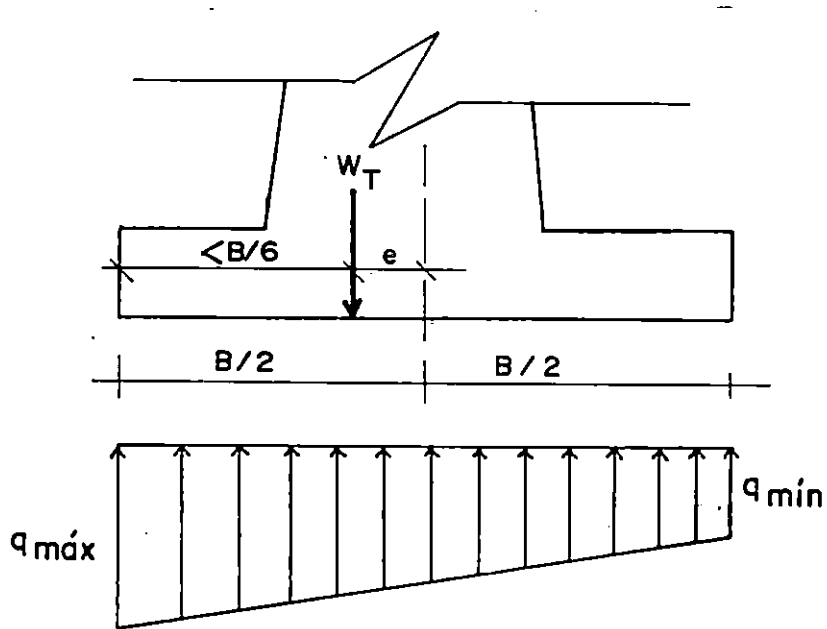


FIG. 106

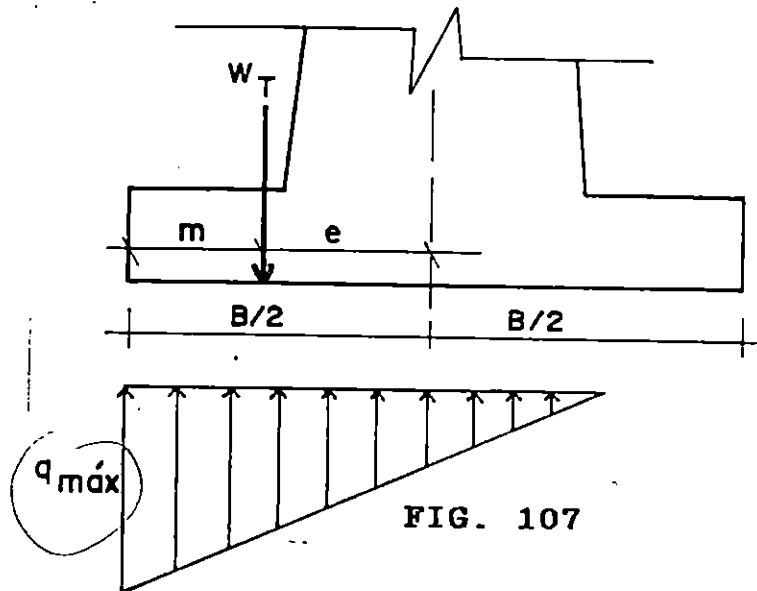
$$q_{\text{mín}}^{\text{máx}} = \frac{P}{A} + \frac{Me}{I} = \frac{W_T}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Si $q_{\max} \quad q_{\min} < q_{adm} \Rightarrow$ O.K.

Si $q_{\max} \quad q_{\min} > q_{adm} \Rightarrow$ El suelo no es estable y es necesario mejorar las condiciones del mismo (aplicación de suelo-cemento, compactación, etc.)

Si $e > \frac{B}{6} \Rightarrow q_{\max} = \frac{1}{2} \frac{W_T}{3m}$; $m = \frac{B}{2} - e$

$q_{\min} = 0$



Si $q_{\max} < q_{adm} \Rightarrow$ O.K.

Si $q_{\max} > q_{adm}$ El suelo no es estable y es necesario mejorar las condiciones del mismo (aplicación de suelo - cemento, compactación, etc.)

Donde W_r lo constituye el peso del muro y la cuña de relleno de suelo.

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO (Q_{adm})

Según Terzaghi

- Para cimientos continuos (zapata corrida) respecto a falla local⁴⁹

$$q_c = \frac{2}{3} c N_c + \gamma_s h_r N_q + \frac{1}{2} \gamma_s B N_\gamma$$

Donde:

- q_c = Capacidad de carga última por unidad de área
- c = Cohesión del suelo
- h_r = Profundidad de desplante
- γ_s = Peso volumétrico del suelo
- B = Ancho de la cimentación
- N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga en función de ϕ (ver fig. 39)

⁴⁹ "Mecánica de Suelos". Tomo II, Juárez Badillo, 1987.

$$FS = \frac{q_c}{q_{adm}} \Rightarrow q_{adm} = \frac{q_c}{FS}; \quad FS = 3$$

(Ver formato de cuadro resumen en Anexo 5)

- Revisión de Esfuerzos en el Peralte de la Zapata

CORTANTE (fv)

Se determina el esfuerzo cortante en las zonas críticas de la zapata (sección a-a y b-b) (fig. 108)

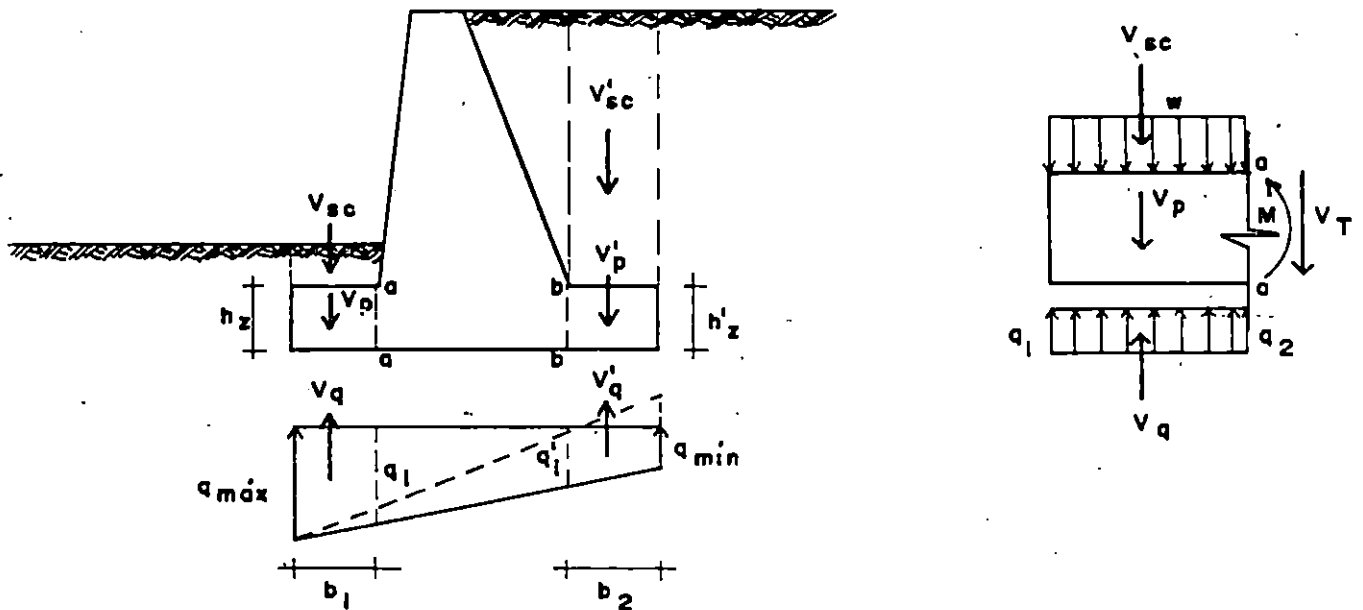


FIG. 108

PUNTERA

$$F_v \geq \frac{V}{A} = \frac{V_T}{h_z \times L} = f_v$$

$$V_T = V_q - V_p - V_{sc}$$

$$V_T = 1/2 (q_{máx} + q_1) b_1 - (A_1 \times L \times \gamma_s) - (A_2 \times L \times \gamma_m)$$

$$; L = 1.00 \text{ m}$$

$$F_v \geq \frac{1/2 (q_{máx} + q_1) b_1 - (A_1 \times \gamma_s + A_2 \times \gamma_m)}{h_z}$$

TALON

$$F_v \geq \frac{V_T}{h_z \times L} = f_v$$

$$V_T = V_p' + V_{sc}' + V_q'$$

$$V_T = (A_3 \gamma_s + A_4 \gamma_m) - 1/2 (q_1' + q_{mín}) b_2$$

$$\Rightarrow F_v \geq \frac{A_3 \gamma_s + A_4 \gamma_m - 1/2 (q_1' + q_{mín}) b_2}{h_z}$$

$$\text{Si } f_v \leq F_{vadm} \Rightarrow \text{O.K.}$$

$$\text{Si } f_v > F_{vadm} \Rightarrow \text{Aumentar dimensión del peralte de la zapata}$$

FLEXION

Se determina el momento flector debido al cortante, con respecto a "O". (Tanto para la sección a - a, como para la b - b.

$$M_T = M_{sc} + M_p - M_q$$

$$M_T = V_{sc} x_o + V_p x_o - V_q x_o ; x_o = \frac{b_i}{2}$$

$$M_T = \frac{b_i}{2} (V_{sc} + V_p - V_q)$$

ESFUERZO DEBIDO AL MOMENTO FLECTOR (fb)

$$fb = \frac{6 M}{L b^2} ; L = 1.00 \text{ m}$$

$$fb = \frac{3 b_i (V_{sc} + V_p - V_q)}{h z^2} \Rightarrow fb = \frac{3 b_i \times V_T}{h z^2}$$

Donde:

V_{sc} = Cortante debido a la sobrecarga del suelo

V_p = Cortante debido al peso propio del muro

V_q = Cortante debido a la carga última del suelo

b_i = b_1 o b_2

Si $fb \leq Fb_{adm} \Rightarrow$ O.K.

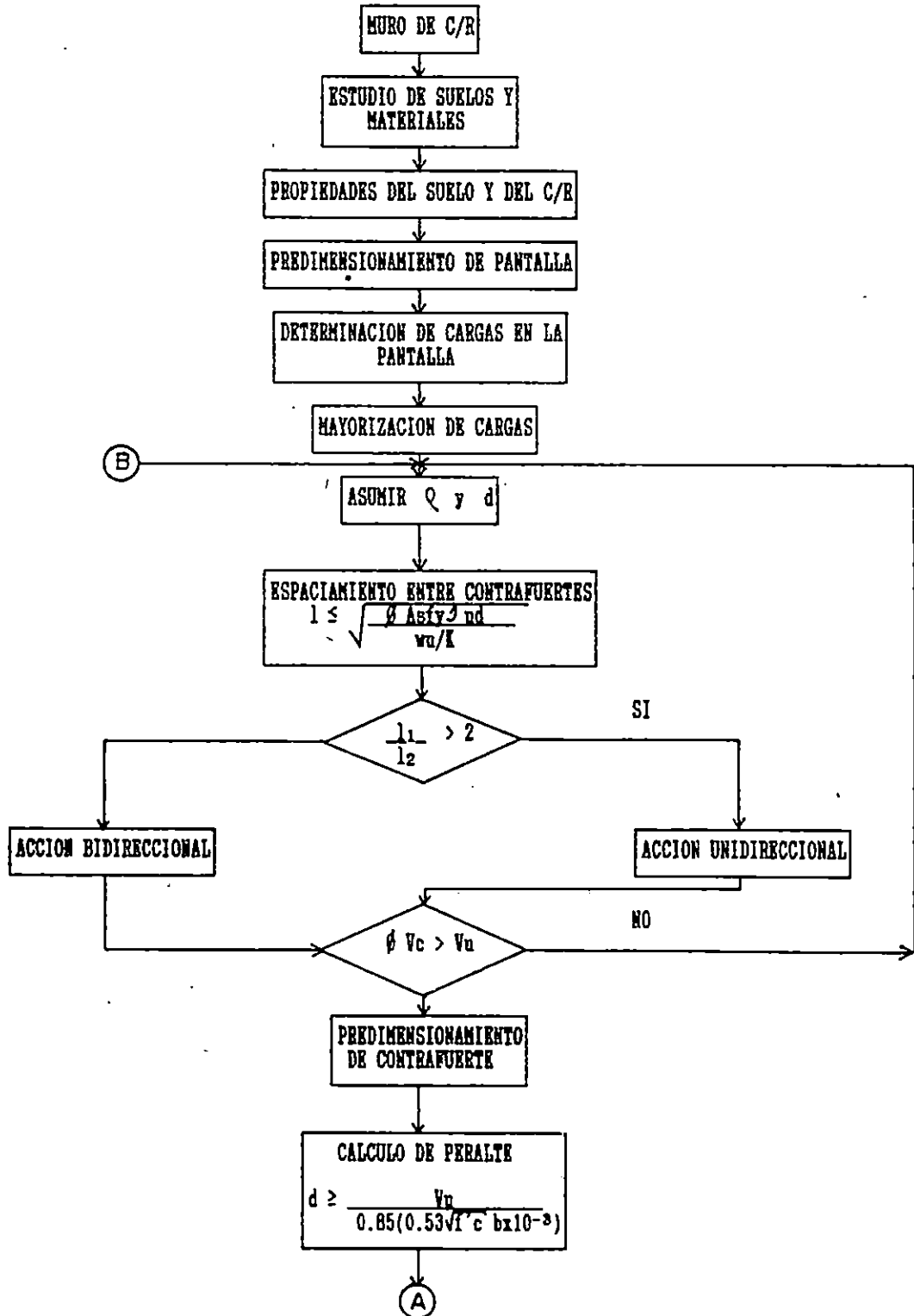
Si $fb > Fb_{adm} \Rightarrow$ Aumentar dimensión del peralte de la zapata.

Para una mejor comprensión de la metodología, en el Apéndice B se presenta un ejemplo numérico (Análisis y diseño de un muro de piedra).

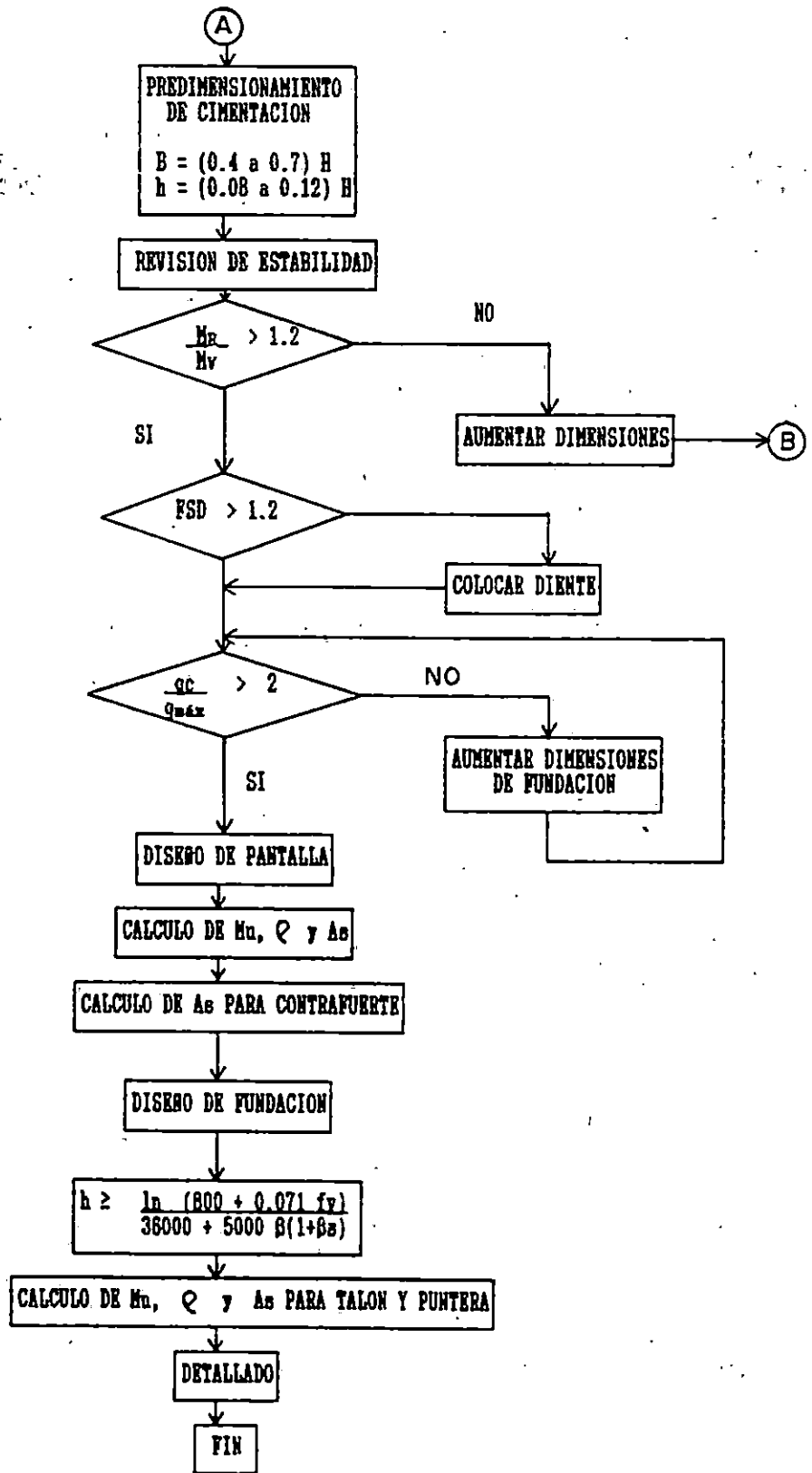


6.2.4 Metodología para el Diseño de Muro de Concreto Reforzado

FLUJOGRAMA



327 a



METODOLOGIA

- Se obtienen los parámetros del suelo, por medio de un estudio de suelos. Estos son entre algunos:

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

γ = peso volumétrico del suelo

q_{adm} = la carga admisible del suelo, etc.

- En base a la zona del país donde estará ubicada la obra de contención, se determinan los coeficientes de aceleración.
- Se determina el desnivel a salvar por medio de la obra de contención.
- SE calculan las cargas tanto sísmicas como estáticas actuantes por medio de:

$$q_s = \gamma K_{ah} Y ; q_e = 9/16 \gamma K_{sh} H [1 - (Y/H)^2]$$

Donde:

K_{AH} = Coeficiente calculado por medio de la teoría de Coulomb

K_{SH} = Coeficiente dependiente de la zona considerada y dada en el REDSES/89

- Se mayorizan las cargas por medio de especificaciones de ACI 318 - 83, secc. 9.2 donde:

$$U = 1.7 q_a + 1.4 q_e$$

- Se evalúa esta ecuación a intervalos convenientes para efectos de equivalencia de cargas
- Se calcula el momento en función de la longitud entre contrafuertes.

$$M = \frac{w_u l^2}{c}$$

donde:

M = momento

l = espaciamiento entre contrafuertes

c = Coeficiente que dependerá del grado de continuidad asignado y dados en el ACI 318-²⁰⁰²~~83~~

secc. 8.3.3

- Tomando las limitantes especificadas en el ACI 318-83 concernientes a dimensiones mínimas y cuantías de acero puede generarse la ecuación que da un indicio de separación de contrafuertes.

$$l = \sqrt{\frac{\phi A_s f_y J_u d}{w_u/c}}$$

donde:

ϕ = Coeficiente de reducción, generalmente de 0.9

J_u = Valor asignado generalmente como 0.9

- Se determina el tipo de transmisión

$$\frac{l_1}{l_2} \leq 2 \quad \text{bidireccional}$$

$$\frac{l_1}{l_2} > 2 \quad \text{unidireccional}$$

donde:

l_1 : claro largo

l_2 : claro corto

- Utilizar una carga equivalente para el análisis de la losa (pantalla).

- Se determina que:

$$\phi V_c > V_u$$

$$0.5 Fr \sqrt{f'c} bd > V_u$$

Donde:

V_u : Calculando por medio del reglamento del distrito federal

$$V_u = \frac{(l_2/2 - d) w}{1 + (l_2/l_1)^e}$$

ACI 9.1

Por medio de fórmulas del ACI 318-83 especificados en la sección 9.1 de los comentarios.

- Se calculan los momentos flexionantes en la losa por medio de las fórmulas directas del ACI o del distrito federal

$$M_u = \{ w_u \times (l_2)^2 \times 10^{-4} \times C \}$$

donde:

M_u = Momento de diseño del distrito federal

w_u = carga uniforme de diseño
 l_2 = claro corto del tablero
 c = Coef. de momento, asignado en la tabla 4.1 del R.D.F. Este coef. depende de la relación $m = \frac{l_2}{l_1}$ de la ubicación del tablero y de la franja de análisis.

En el ACI en las secciones 8.3 y el cap. 13 se dan las expresiones para el cálculo de momentos según sea el caso y donde:

$$\phi M_n \geq M_u$$

- Se predimensiona el contrafuerte, conceptualizado como una viga empotrada y con apoyos simples.
- Se determina el área tributaria que absorbe el contrafuerte
- Se determina el cortante actuante a través de la ecuación

$$\begin{aligned}
 E &= 1.7 E_a + 1.4 E_s \\
 &= 1.7 \left(\frac{1}{2} \gamma K_{aH} Y^2 \right) + 1.4 \left(\frac{9}{16} \gamma K_{sH} H Y \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right] \right)
 \end{aligned}$$

$$E = \gamma Y \{ 1.7 (1/2 K_{SH} Y) + 1.4 (9/16 K_{SH} H [1 - 1/3(Y/H)^2]) \}$$

- Con la distribución de cortante y tomando en cuenta que:

$$d = \frac{hc}{12} \text{ y } hc = d + 5 \Rightarrow b = \frac{hc}{2}$$

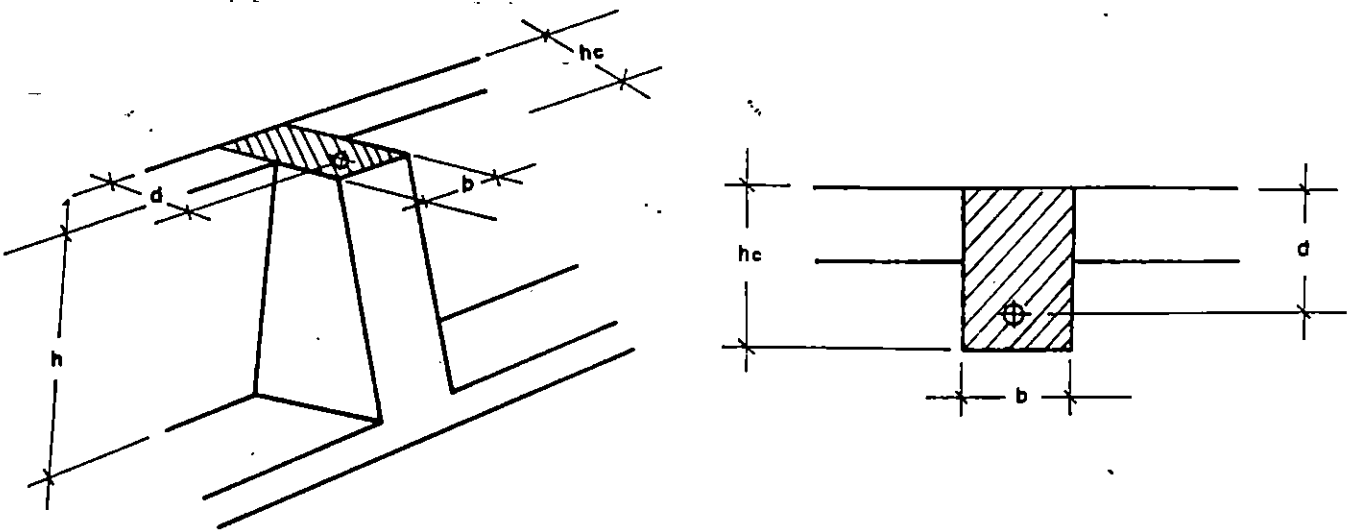


FIG. 109

- Debe cumplirse que:

$$\phi V_c > V_u$$

$$0.85 (0.53 \sqrt{f'_c} bd) > V_u$$

$$bd \geq \frac{V_u}{0.85 (0.53 \sqrt{f'_c})}$$

- Calcular M_u a través de

$$M_u = 1.7 \left(\frac{1}{6} \gamma Y^3 K_{SH} \right) + 1.4 \left\{ \frac{3}{64} \gamma K_{SH} H Y^2 [6 - (Y/H)^2] \right\}$$

- Se calcula el acero mínimo por temperatura

$$A_{Smin} = \rho_{min} b d \quad \text{según Acs.}$$

- Se calcula el ϕM_n obtenido con el acero mínimo

$$\phi M_n > M_u$$

$$\phi M_n = 0.9 A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

o sea:

$$0.9 A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right) \geq$$

$$1.7 \left(\frac{1}{6} \gamma Y^3 K_{SH} \right) + 1.4 \left\{ \frac{3}{64} \gamma K_{SH} H Y^2 [6 - (Y/H)^2] \right\}$$

De no cumplirse la relación anterior se determina una A_s que sí la cumple utilizando la misma ecuación.

- Luego se calculan los esfuerzos máximos y mínimos en la fundación:

$$M_v = 1.7 E_a \times \frac{H}{3} + 1.4 E_s \times \frac{5H}{8}$$

$$M_R = \Sigma (\text{peso de elementos} \times \text{brazo})$$

- Para el calculo de q_{\max} y q_{\min} en la cimentación debe conocerse además, la excentricidad calculada así:

$$e = B/2 - x_a$$

donde:

$$x_a = \frac{M_R - M_v}{R}$$

$$R = \Sigma W_i$$

finalmente, después de comprobar

$$\frac{M_R}{M_v} > 1.5$$

Se calcula:

$$q_{\max} = \frac{R}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

- Una vez determinadas las cargas se procede a analizar tanto puntera como talón.

- Se da el caso en el talón de que por estar restringida tanto por la pantalla como por el mismo contrafuerte, el talón actúa como una losa restringida en tres extremos; lo que hace un tanto complicado el análisis; complicación que se salva si se coloca una solera de coronamiento, y se tiene un simple análisis igual que el de la pantalla.
 - Lo anterior es aplicado a la puntera, ya que la estructuración queda como se muestra en la fig. 91.
 - Conocido lo anterior se procede a hacer la revisión por deslizamiento, y capacidad de carga del suelo (se realiza el mismo análisis y cálculo que en el muro de piedra).
- (En el Apéndice C se muestra un ejemplo numérico para mayor comprensión de dicha metodología)

6.2.5 Metodología para el Diseño de Muro de Mampostería Reforzada

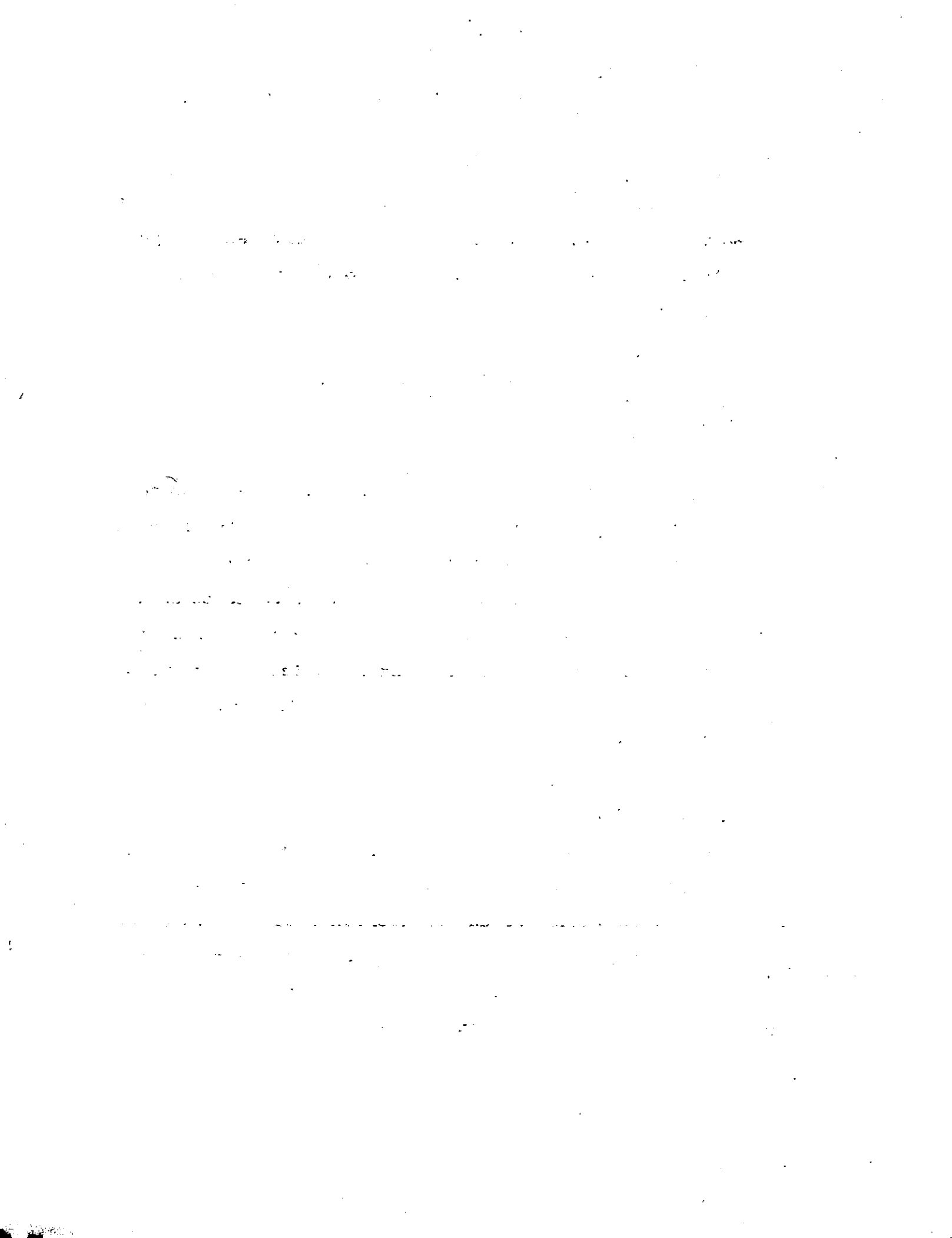
La mampostería, uno de los materiales de más uso en nuestro medio y por ende que requiere de un análisis refinado, por ahora cuenta con métodos de análisis y diseño simplificados que tienen como limitantes las propiedades de los materiales que la componen y la dificultad del método de análisis en diferentes condiciones de carga y estructuración.

La mampostería reforzada surge como un sistema compuesto, en donde el acero resiste la tensión y proporciona la ductilidad necesaria y la mampostería resiste los esfuerzos de compresión.

ESTRUCTURACION Y ANALISIS

En el REDSES se considera básicamente dos tipos de sistemas constructivos en la mampostería reforzada.

- (a) Mampostería confinada, consistente en paredes a base de piezas sólidas confinadas mediante elementos de concreto reforzado.



- (b) Mampostería de refuerzo integral, cuyo sistema de paredes se basa en piezas reforzadas con acero vertical en alguna o todas las celdas y cuyos huecos deben estar llenas de concreto.

Deberá existir además refuerzo horizontal en las juntas de los bloques.

Independientemente del sistema constructivo elegido para la edificación de la estructura debe tenerse en mente el hecho de que la respuesta estructural de la obra depende en gran medida de sus dimensiones; por lo cual debería pensarse en que la relación de los claros de pantalla, sea tal que se produzca una transmisión unidireccional aunque perfectamente puede trabajarse con una transmisión de carga bidireccional, este hecho queda a criterio del diseñador.

PREDIMENSIONAMIENTO

Teniendo en cuenta que la relación altura/largo de una pantalla por lo general da las bases necesarias para determinar si la falla, se da por flexión o por cortante, se dirá que existe falla por cortante cuando la relación h/L esté en el intervalo de 0.5 a 1.0, entonces que si la pantalla es esbelta, ésta fallará por flexión.

[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is arranged in several paragraphs and is not readable.]

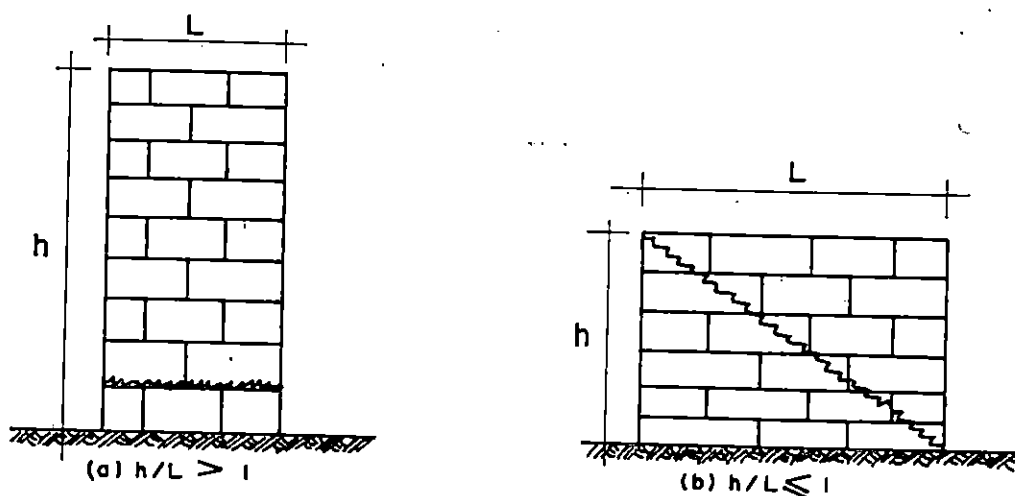


FIG. 110

(a) pared esbelta, falla por flexión

(b) pared cuadrada falla por cortante

En la mampostería reforzada existe un método directo para diseñar las pantallas de los muros, y esto es, la resistencia al esfuerzo cortante, por lo cual se elige ese camino para dimensionar la pantalla y los contrafuertes del muro.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Para el análisis por cortante existen lo que son las expresiones teóricas, obtenidas de ensayos de laboratorio, sin embargo para efectos de diseño tenemos que las expresiones matemáticas se tornan más prácticas y simples, a las cuales se les podría llamar:

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for a systematic approach to data collection and the importance of using reliable and valid measurement instruments. The document also discusses the challenges associated with data collection and analysis, such as missing data and measurement error.

3. The third part of the document focuses on the interpretation and reporting of research findings. It discusses the importance of providing a clear and concise summary of the results, as well as the need to discuss the implications of the findings for practice and policy. The document also emphasizes the importance of being transparent about the limitations of the study and the potential for bias.

4. The fourth part of the document discusses the ethical considerations that must be taken into account when conducting research. It highlights the need to obtain informed consent from participants and to ensure that the research is conducted in a fair and equitable manner. The document also discusses the importance of protecting the confidentiality and privacy of the data.

5. The fifth part of the document discusses the importance of disseminating research findings to the relevant stakeholders. It highlights the need to communicate the results in a way that is accessible and understandable to a wide range of audiences. The document also discusses the importance of engaging with the community and other stakeholders in the research process.

6. The sixth part of the document discusses the importance of ongoing evaluation and monitoring of the research process. It highlights the need to assess the effectiveness of the research methods and to make adjustments as needed. The document also discusses the importance of documenting the research process and the results of the evaluation.

7. The seventh part of the document discusses the importance of maintaining the integrity and credibility of the research. It highlights the need to avoid conflicts of interest and to disclose any potential biases. The document also discusses the importance of being open to criticism and to engaging in a constructive dialogue with other researchers.

EXPRESIONES DE DISEÑO

En la Figura 111 se tiene una pantalla en planta que muestra el efecto de fuerza cortante actuando en la pantalla de un muro. Por los mismos esfuerzos que se generan estos tienen lugar en los puntos donde el apoyo de la pantalla ofrece restricción al movimiento, estos apoyos son, los contrafuertes. Para el análisis del esfuerzo cortante actuante se tomará al borde de la pantalla en cuestión (fig. 111)

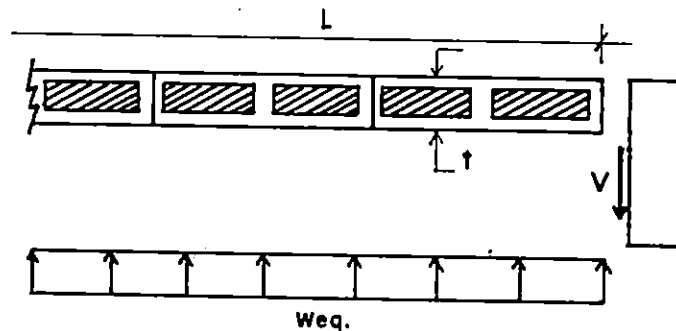


FIG. 111

La resistencia al cortante en pantallas de mampostería reforzada dependerá de la dirección de la carga aplicada con respecto a la pantalla.

Es decir, se considera el área efectiva la que comprende todas las almas de los bloques más el área de los huecos

Handwritten text, mostly illegible due to extreme fading and bleed-through from the reverse side of the page. The text appears to be organized into several paragraphs or sections, but the specific words and sentences cannot be discerned.

1871

llenos con concreto fluido, este es el caso del cortante transversal o normal a la pantalla.

En el caso del cortante longitudinal el área efectiva se toma como el área de los espesores exteriores de los bloques más las almas contiguas a los huecos llenos con concreto fluido, más las áreas con concreto fluido (fig. 112)

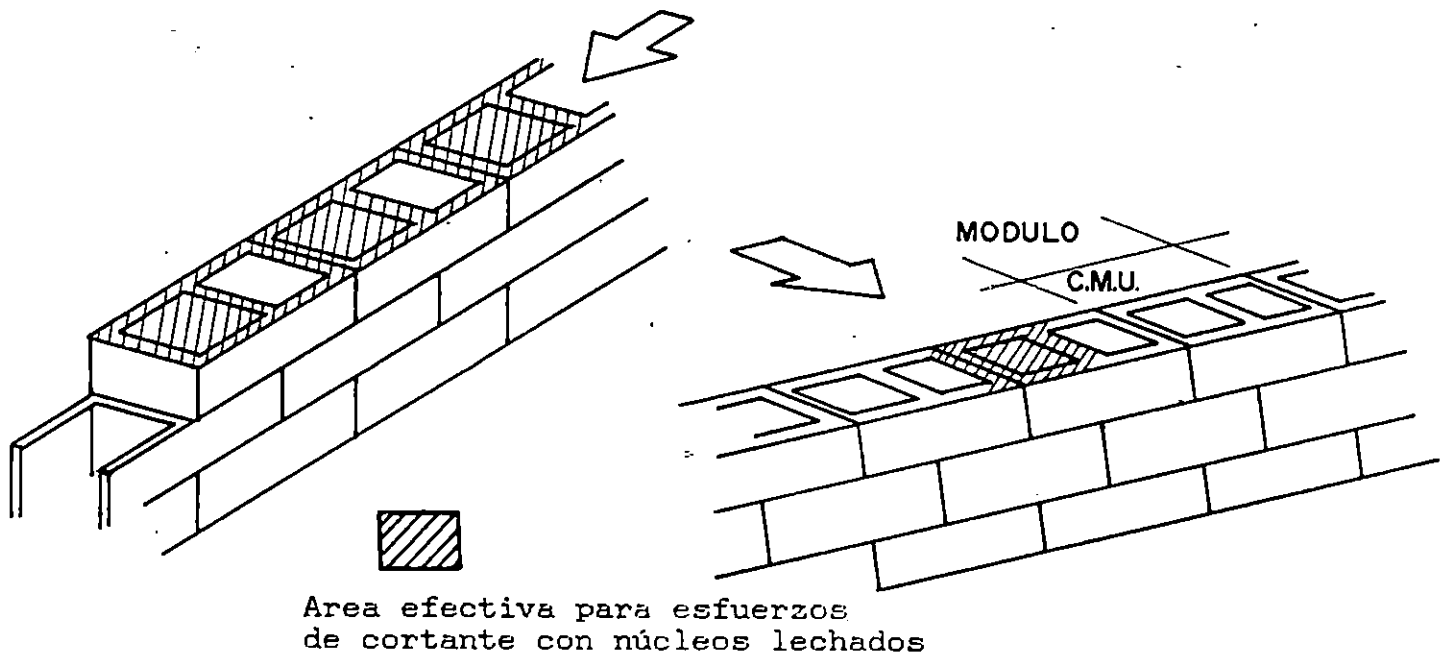


FIG. 112

El esfuerzo cortante está influenciado por la altura de la pantalla, espesor y la fuerza cortante; es decir.

$$f_v = \frac{v}{Y \cdot t_e}$$

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that proper record-keeping is essential for the integrity of the financial system and for the ability to detect and prevent fraud. The text notes that without reliable records, it would be difficult to verify the accuracy of financial statements and to identify any irregularities.

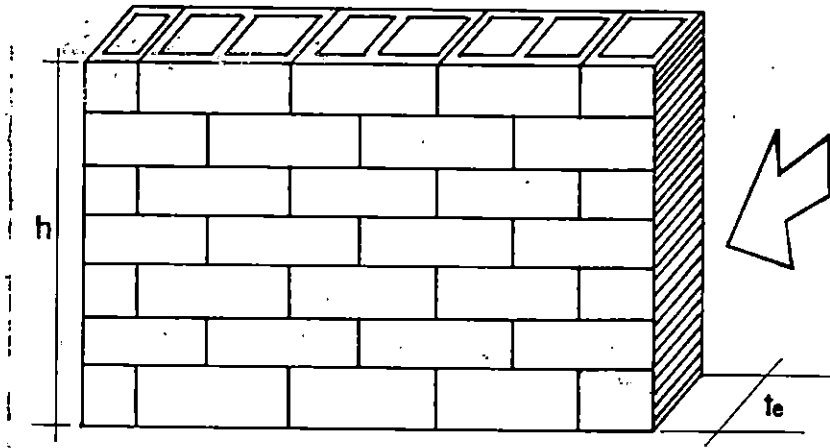
2. The second part of the document focuses on the role of internal controls in ensuring the accuracy and reliability of financial information. It describes how internal controls are designed to prevent errors and to detect any unauthorized transactions. The text highlights that a strong internal control system is a key component of an organization's risk management strategy and is essential for maintaining the trust of investors and other stakeholders.

3. The third part of the document discusses the importance of transparency and disclosure in financial reporting. It notes that providing clear and concise information about an organization's financial performance is crucial for making informed investment decisions. The text emphasizes that transparency is also essential for maintaining the integrity of the financial system and for preventing fraud.

4. The fourth part of the document discusses the importance of the audit process in ensuring the accuracy and reliability of financial information. It describes how audits are conducted and how they help to identify any errors or irregularities. The text notes that audits are a key component of the financial reporting process and are essential for maintaining the trust of investors and other stakeholders.

5. The fifth part of the document discusses the importance of the role of the auditor in ensuring the accuracy and reliability of financial information. It describes the responsibilities of the auditor and how they are expected to conduct their work. The text notes that the auditor's role is to provide an independent and objective assessment of the organization's financial statements and to report any errors or irregularities to the appropriate authorities.

6. The sixth part of the document discusses the importance of the role of the board of directors in ensuring the accuracy and reliability of financial information. It describes the responsibilities of the board and how they are expected to oversee the organization's financial reporting process. The text notes that the board of directors is ultimately responsible for the accuracy and reliability of the organization's financial statements and for ensuring that the organization complies with all applicable laws and regulations.




 Zona donde actúa
la fuerza cortante

FIG: 113 - PARED DE CORTE

donde:

- f_v = Esfuerzo cortante
 Y = Altura considerada para el análisis
 t_e = Espesor de pantalla
 V = Fuerza cortante actuante.

La ecuación anterior está sujeta a un esfuerzo cortante admisible del cual no debe sobrepasar; es decir:

$$f_v \leq f_{v\text{admisible}}$$

El esfuerzo admisible es un valor conocido cuya determinación varía si la sección está sin refuerzo para cortante o si lo tiene, en cuyo caso sería éste el que absorbería todo el cortante.

Conociendo además que, la fuerza cortante actuante en función de la longitud entre apoyos de pantalla (contrafuertes) y las cargas que estas soportan, es decir, las presiones asociadas a una constante, se puede afirmar que:

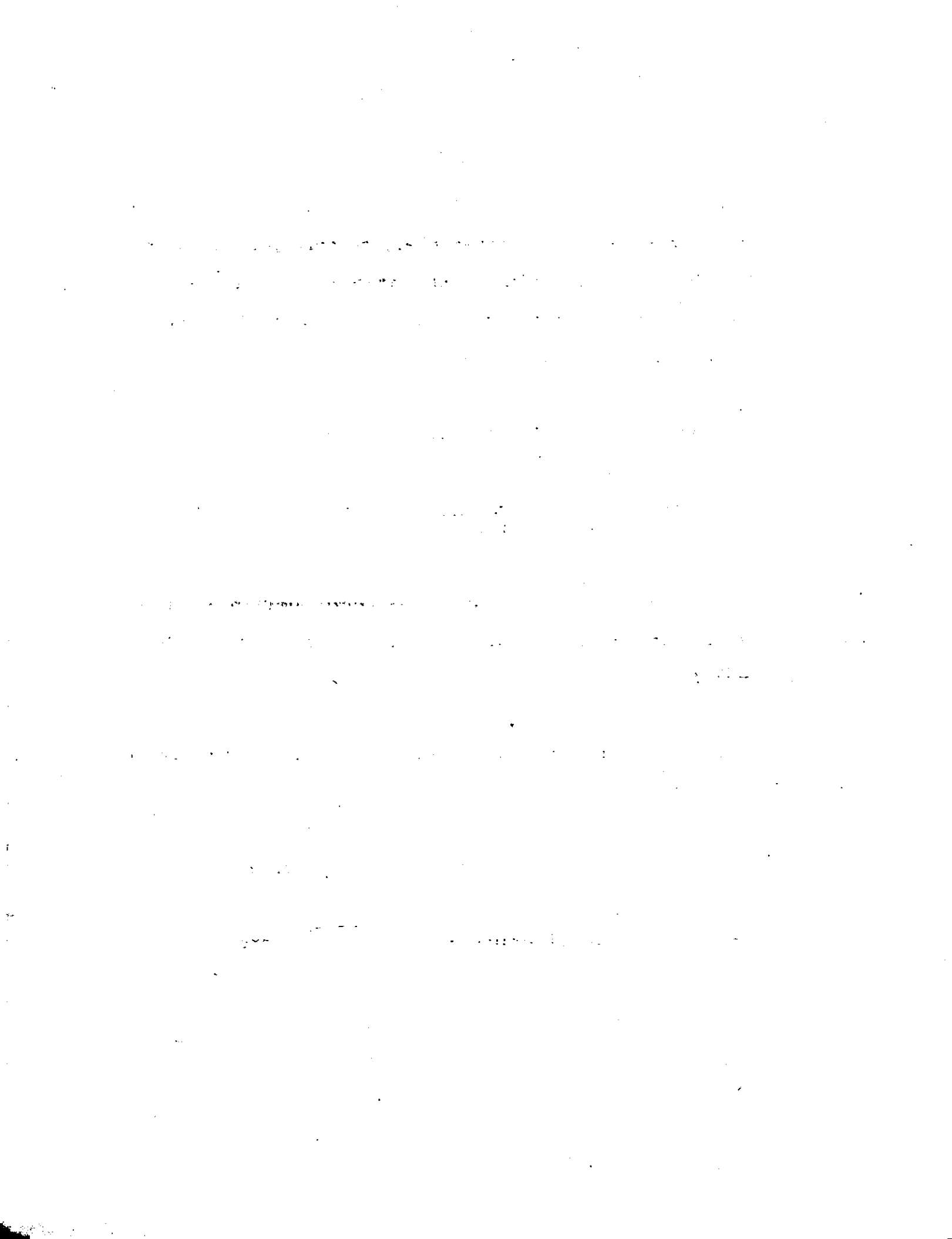
$$V = K \cdot w_{eq} \cdot l$$

de donde se obtiene que:

$$f_v = \frac{K \cdot w_{eq} \cdot l}{Y \cdot t}$$

donde:

- f_v = Esfuerzo cortante
- w_{eq} = Cargas, sobre la pantalla
- l = longitud entre contrafuertes o apoyos
- h = Altura considerada para el análisis
- t = Espesor de pantalla
- K = Constante que depende de las condiciones de estructuración y continuidad del caso. (modelo de análisis).



Ya que todo esfuerzo admisible tiene un valor constante obtenido por medios experimentales, se debe pensar entonces en el hecho de que el esfuerzo admisible no sobrepase el valor indicado, esto da una pauta para determinar una de las variables que se desea conocer.

Matemáticamente, lo anterior se expresa:

$$fv = \frac{K \cdot W_{eq} \cdot l}{Y \cdot t} < C_v = \text{Cte.}$$

Donde C_v es una constante del esfuerzo admisible, la cual variará, dependiendo como se dijo anteriormente de su refuerzo.

Para fines de diseño se proponen los siguientes esfuerzos admisibles:

(a) Para secciones sin refuerzo para cortante

$$\begin{aligned} \text{Miembros a Flexión} &< 0.3 \sqrt{f'm} \text{ pero} \\ &< 3.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Paredes de corte

$$M/Vd > 1, \quad < 0.24 \sqrt{f' m} < 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$M/Vd > 0, \quad < 0.53 \sqrt{f' m} < 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora bien, si el espaciamiento "l" se considera no funcional, podría pensarse en reforzar las secciones para lograr espaciamientos entre contrafuertes más confiables y lógicos, en cuyo caso los esfuerzos admisibles serán:

(b) Para secciones donde el refuerzo absorbe todo el cortante.

- Miembros a flexión $< 0.8 \sqrt{f' m} < 5.3 \text{ kg/cm}^2$

- Paredes de corte

$$M/Vd > 1 \quad < 0.4 \sqrt{f' m} < 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$M/Vd = 0 \quad < 0.5 \sqrt{f' m} < 8.4 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante para el caso del contrafuerte actúa en el plano fuerte, en donde la modulación del mismo dependerá del cortante actuante de acuerdo a la distribución de presiones del suelo.

1942

1943

1944

1945

1946

1947

1948

1949

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

1958

1959

1960

1961

1962

1963

1964

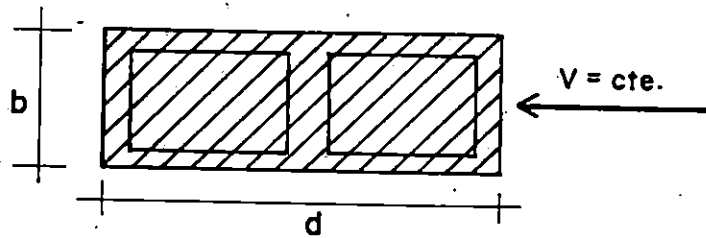
1965

1966

1967

1968

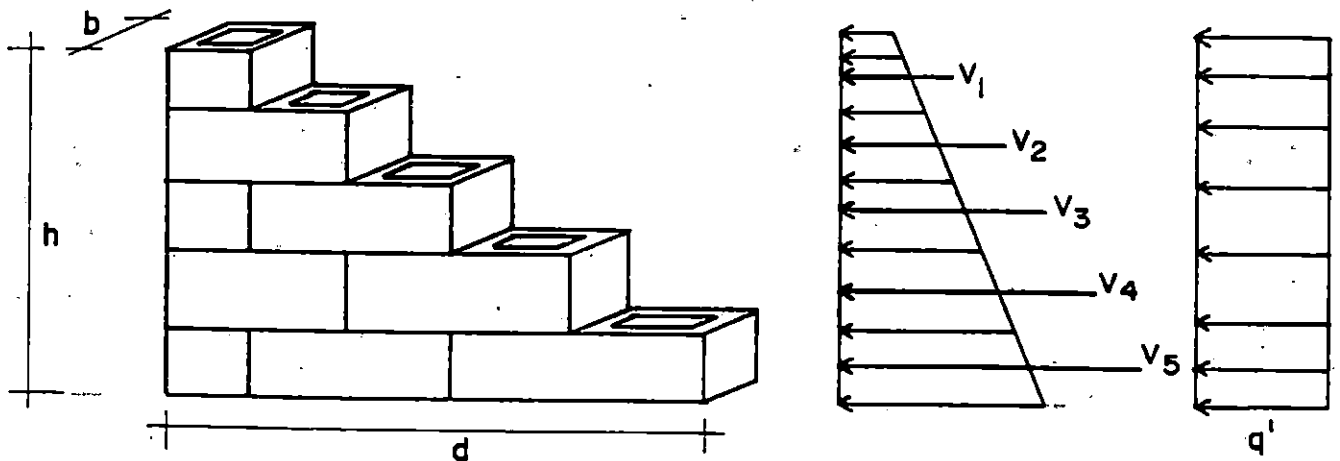
Los espesores de los bloques son valores conocidos por lo que sólo bastaría determinar con cuantos bloques es capaz el contrafuerte de resistir el cortante actuante. (fig. 114)



$$V = \frac{V_{cte}}{b \cdot d} \quad V_{adm} \leq 3.8 \text{ máx (para mampostería cuyo } f'_m=90)$$

área que absorbe el cortante

FIG. 114



Una vez dimensionado como primer propuesta se procede al principio de reforzamiento proporcionando cantidades de acero que resista los esfuerzos de tensión diagonal desarrolladas por lo miembros.

Este tipo de refuerzo, generalmente consiste en varillas o estribos perpendiculares al acero de refuerzo longitudinal. El área de acero requerida en los estribos puede calcularse mediante.

$$A_v = \frac{S \cdot V}{f_v \cdot d}$$

donde:

- S = espaciamiento de estribos en la dirección paralela al refuerzo principal
- V = Cortante total
- f_v = esfuerzo de tensión admisible
- d = Peralte efectivo.

RESISTENCIA AL ESFUERZO FLEXIONANTE

Los elementos de mampostería ofrecen poca resistencia a tensión por flexión, esta diferencia es compensada de alguna manera por los esfuerzos de acero proporcionados.

Debe tomarse en cuenta que las asunciones tomadas de esfuerzo de trabajo o resistencia lineal son esfuerzos que están en el rango elástico.

El análisis por flexión requiere que se tengan dimensiones ya establecidas de las secciones para sólo proponer el acero de refuerzo.

Esto vuelve un procedimiento de tanteo ya que deberá cumplirse que la compresión en la sección sea igual a la tensión; es decir:

$$T = C$$

$$\frac{1}{2} f_m b K d = A_s F_s$$

donde:

- f_m = Esfuerzo de la mampostería
- K = Relación de la distancia entre la fibra extrema a compresión y el eje neutro a peralte efectivo o a peralte total.
- b = ancho del miembro

d = peralte desde la fibra extrema a' compresión al centroide del acero de refuerzo a tensión.

f_s = esfuerzo de tensión del refuerzo.

La expresión anterior contempla el hecho de que el refuerzo a compresión se desprecia. Dicha simplificación está del lado de la seguridad, ya que se supone que la mampostería será la que absorba toda la compresión. Por compatibilidad de deformaciones y usando las relaciones esfuerzo - deformación se obtiene:

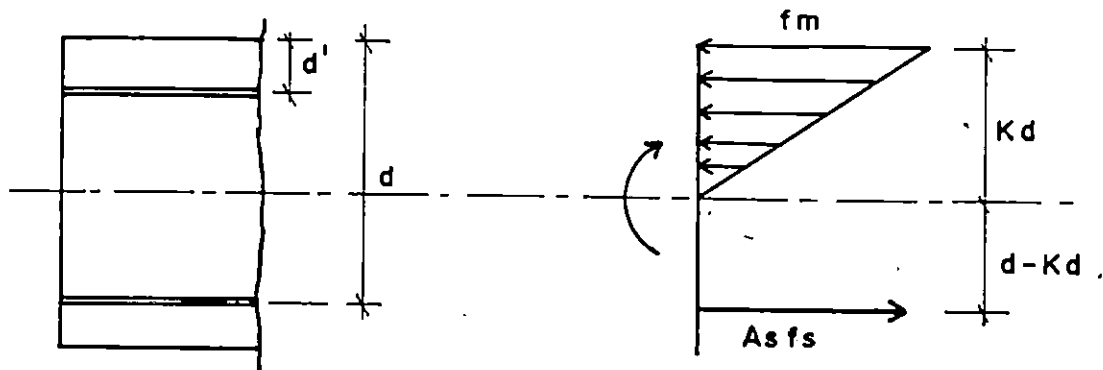


FIG. 115

Donde:

$$f_s \leq f_s \text{ admisible}$$

$$f_m \leq f_m \text{ admisible}$$

para tensión

$$f_s = n f_m \left(\frac{d - Kd}{Kd} \right) < 0.6 f_y$$

$$\text{si } f_m < 0.33 F'm$$

donde:

n = relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de mampostería

$$(n = E_s/E_m)$$

ℓ = relación del área del refuerzo a tensión a área efectiva de mampostería en las paredes

$$(\ell = A_s/bd)$$

K = relación de la distancia entre la fibra extrema a compresión y el eje neutro a peralte efectivo o a peralte total

$$K = \sqrt{(n \ell)^2 + 2n \ell} - n \ell$$

FLEXOCOMPRESION

Los paramentos de los muros soportan algunas veces cargas axiales y por supuesto cargas laterales, sean estas por sismo o por la presión de Tierra. La Figura 116. muestra la combinación de cargas usando combinación de esfuerzos.

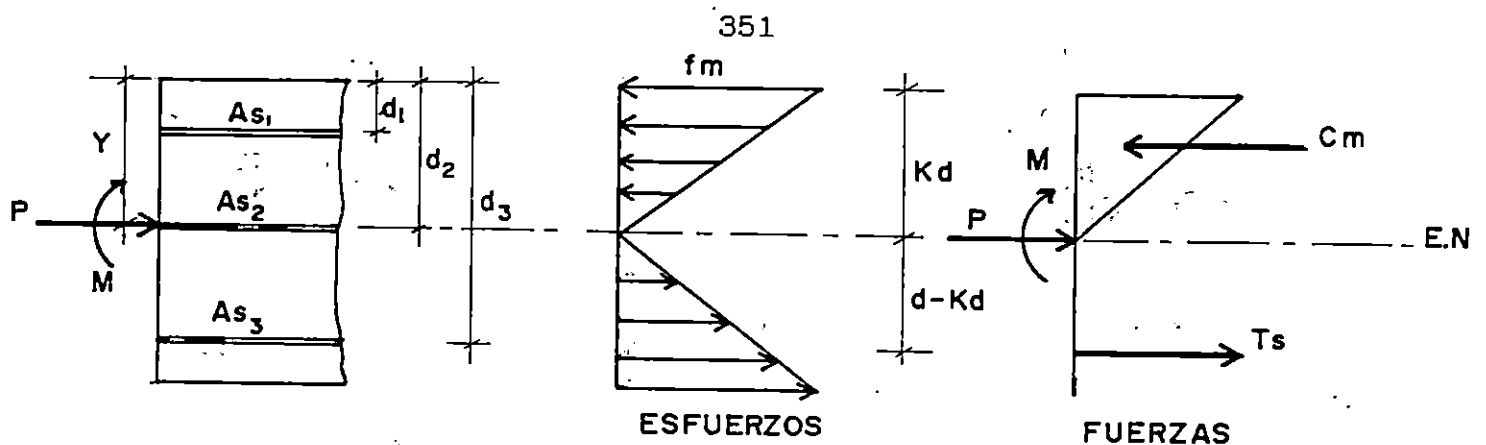


FIG. 116

donde:

$$F_s \leq 0.6 f_y$$

$$f_m \leq f_a + f_b$$

además:

$$f_a = \frac{P}{bh}$$

P: Carga axial aplicada

$$f_b = 0.33 f'_m$$

del Equilibrio se deberá cumplir para flexocompresión que:

$$M_r = C_m (d - \frac{Kd}{3}) - \sum T_s (d - d_1) - P (d - Y)$$

donde:

M_r = momento resistente

$$C_m = \frac{1}{2} f_m b K d$$

T_s = $A_s f_s$

ΣT_s = sumatoria de los lechos de acero.

Comúnmente se asume un $j = 0.9$ y el correspondiente $K = 0.3$ se acepta además que el esfuerzo de compresión actúa a $0.1d$ de la cara de compresión y la fuerza axial P actúa en el centroide de la sección.

Para el cálculo del acero de refuerzo se utiliza la expresión:

$$A_s \approx \frac{M - P(0.4d)}{0.9 d f_s}$$

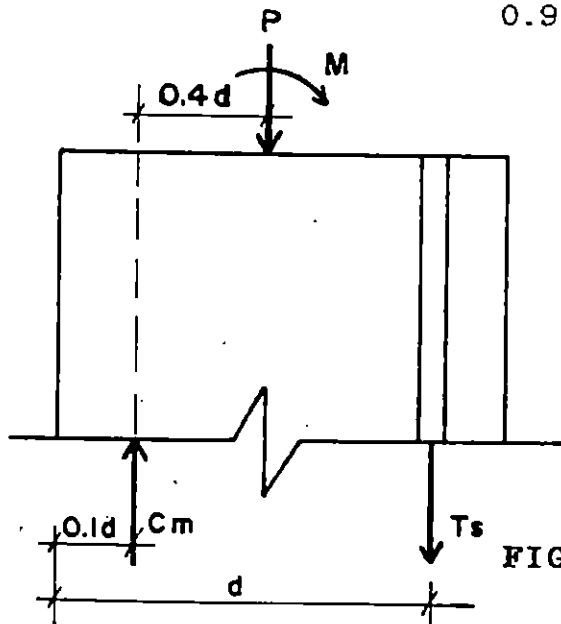


FIG. 117

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support effective decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and aligned with the organization's goals.

6. The sixth part of the document provides a detailed overview of the data collection process, including the identification of data sources, the design of data collection instruments, and the implementation of data collection procedures.

7. The seventh part of the document discusses the importance of data quality and the steps taken to ensure that the data collected is accurate, complete, and reliable. It also addresses the issue of data consistency across different sources and time periods.

8. The eighth part of the document focuses on data security and privacy, detailing the measures taken to protect sensitive information from unauthorized access, disclosure, or loss. It also discusses the importance of obtaining informed consent from data subjects.

9. The ninth part of the document describes the data analysis process, including the selection of appropriate statistical methods, the use of data visualization tools, and the interpretation of results. It emphasizes the need for a clear and logical analysis plan.

10. The tenth part of the document discusses the importance of data reporting and communication, highlighting the need to present data in a clear, concise, and accessible manner. It also addresses the importance of providing context and interpretation for the data presented.

11. The eleventh part of the document provides a final summary and conclusion, reiterating the key findings and recommendations. It emphasizes the importance of data management as a critical component of organizational success and the need for continuous improvement in data management practices.

La carga axial hasta cierto punto resulta ser beneficiosa para la estabilidad de un muro.

Esto puede ser comprendido a través del método del reglamento del distrito federal, el cual considera obtener el diagrama de interacción de flexocompresión completo.

En dicho gráfico se contempla el punto en el cual para un mismo momento existen dos valores de carga axial que determina si fallará por flexión o fallará por pandeo de pantalla.

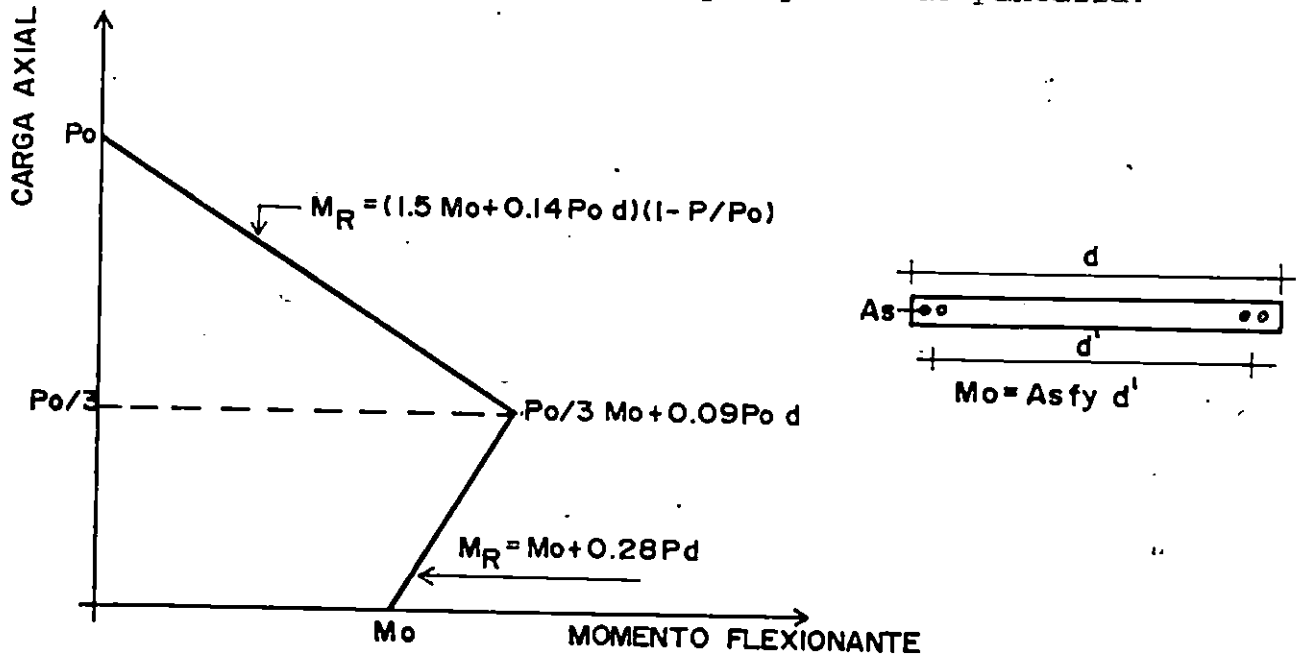


FIG. 118
 DIAGRAMA DE INTERACCION PARA EL CALCULO
 SIMPLIFICADO DE LA RESISTENCIA EN FLEXOCOMPRESION
 DE MUROS DE MAMPOSTERIA

Del gráfico se puede ver que para un momento "x" si la carga axial es menor que $P_o/3$ la falla se puede dar por flexión, mientras que para una fuerza axial mayor de $P_o/3$ y momento pequeño, la falla sería ocasionada por la fuerza axial, lo cual indica que una carga axial es beneficiosa siempre y cuando ésta sea menor de $P_o/3$ o sea el punto balanceado de falla.

El momento resistente se puede determinar por medio de:

$$M_R = M_o + 0.28 d' P; \text{ si } P \leq P_o/3$$

$$M_R = (1.5 M_o + 0.14 P_o d) (1 - P/P_o); \text{ si } P > P_o/3$$

$$P_o = F_R c f' m A$$

en donde:

$$M_o = A_s f_y d'$$

$$f' m = \text{resistencia de diseño a compresión de la mampostería.}$$

$$c = \text{Factor de reducción por excentricidad y esbeltez}$$

El factor "c" se calcula así:

$$c = 1 - 2 e' / t$$

donde:

$$e' = Z (e_c + e_a)$$

además:

$$e_c \text{ y } e_a = \text{Excentricidades accidentales}$$

"Z" es un factor de incremento, que se calcula así:

$$Z = \frac{C_m}{1 - P/P_{cr}} \geq 1$$

Siendo P la carga vertical actuante de diseño y
 $C_m = 0.6 + 0.4 \cdot e_{c1}/e_{c2}$ pero no mayor de 0.4 .

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{e_{c1}}{e_{c2}} \right) \geq 0.4$$

donde e_{c1} , e_{c2} son respectivamente, la menor y mayor de las excentricidades calculadas en los extremos de la pared, el cociente (e_{c1}/e_{c2}) se considera positivo cuando la pared se flexiona en curvatura doble; al considerar únicamente la excentricidad accidental, C_m se toma igual a 1. (para una mejor comprensión de la metodología, en el Apéndice D se muestra la aplicación de la misma por medio de un ejemplo numérico).

6.2.6 Detallado de Miembros

Para el refuerzo la cantidad de acero requerida puede ser evaluada, a partir del momento de diseño.

$$A_{srea} = \frac{\phi M_n}{\phi f_y j u d} = \frac{M_n}{f_y j u d}$$

donde para simplificar los cálculos $j u = 0.9$ por lo general es el más aplicado.

Debe procurarse que:

$$A_{srea} > A_{smin}$$

El A_{smin} deberá ser calculado, independientemente de la dirección, por medio de:

$$A_{smin} = C b d$$

en donde:

C = Coeficiente que depende del tipo de acero utilizado⁵⁰

b = base de la pantalla

d = peralte de la pantalla

⁵⁰ ACI - 318-83 Sección 7.12.2.1

Para el contrafuerte el acero mínimo se calcula como:

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} bd$$

El espaciamiento para el refuerzo ha de cumplir que:

Secciones críticas $S \leq 2h$

Secciones no críticas $S \leq 3h$

donde:

S : espaciamiento del acero

h : peralte de la sección

En general el espaciamiento "S" puede calcularse como:

$$S = \frac{A_s \text{ proporcionado } \times \text{ ancho en análisis}}{A_x \text{ requerido}}$$

Referente a los anclajes de estos refuerzos deberán cumplir con las disposiciones del capítulo 12 del ACI 318-83, en donde se especifican las longitudes de desarrollo tanto para momento negativo como para positivo, traslapes para el eficiente comportamiento del acero de refuerzo.

JUNTAS DE DILATACION

Las pantallas de concreto tienen por su naturaleza contracciones y expansiones para lo cual existe la necesidad de dejar entre pantallas lo que llamamos juntas de dilatación que pueden ser localizadas a cada siete o trece metros como distancias aceptables.

El espesor de las juntas es muy difícil de evaluar, aunque se puede utilizar el máximo de espaciamento calculado teóricamente a través de:

$$S_e = \alpha TL^{51}$$

donde:

- Se = espaciamento por expansión
- α = coeficiente térmico del concreto
(aproximadamente $5 \times 10^{-6} \cdot ^\circ F$)
- L = espaciamento entre juntas
- T = cambio de temperatura.

⁵¹ Joseph Bowles, fundation, Analysis and design.

CAPITULO VII
REQUERIMIENTOS GENERALES PARA LA PROTECCION
DE MUROS DE RETENCION

7.1 SISTEMAS DE DRENAJE

La presencia de agua en el paramento interno del muro es un caso casi general, por lo que se requiere la debida construcción de elementos que eviten, sino totalmente por lo menos en gran parte, que dicha agua no produzca efectos perjudiciales en la obra de retención.

El eficiente diseño de un sistema de drenaje es una precaución obligada, ya que las teorías clásicas de empujes de tierra no incluyen los efectos de la presión del agua acumulada en el relleno.

Drenaje significa corrientemente eliminación del agua del suelo. Tiene dos objetivos principales: impedir que las filtraciones vayan a acumularse y mejorar las propiedades del suelo, como son: un aumento de la resistencia o una reducción de la compresibilidad. También se emplea el drenaje para reducir la presión del agua en el suelo.

Lo anterior se logra proporcionándole salidas al agua que se acumulan en el relleno, a través del muro, dichas salidas consisten, generalmente, en tubos que atraviezan la estructura, de diámetro suficiente para garantizar que no queden obstruidos.

FUERZAS IMPLICADAS EN EL DRENAJE

Son varias las fuerzas que intervienen en la facilidad con que el agua drena del suelo:

- La resistencia a la filtración, cuyo índice es el coeficiente de permeabilidad.
- El efecto del drenaje en la estructura del suelo: si el suelo es relativamente incompresible, la pérdida de agua será reemplazada por aire en los poros. Si el suelo es compresible, la pérdida de agua estará acompañada por la consolidación del suelo y éste permanecerá virtualmente saturado.
- Fuerzas que retienen el agua: la capilaridad y la absorción. Tanto la resistencia al flujo como la retención capilar aumentan conforme disminuye el tamaño de los granos. Los suelos de grano grueso, como la grava y la arena gruesa, drenan rápidamente y el aire reemplaza

el agua en los poros. Los suelos de grano fino que tienen baja permeabilidad y muy alta retención capilar, drenan muy lentamente y pueden perder solamente la cantidad de agua que la consolidación les permite.

Para que se pueda eliminar el agua del suelo es necesario que la fuerza que produce el drenaje sea mayor, que las de retención y resistencia al flujo. La GRAVEDAD es la fuerza más frecuentemente usada: El agua fluye del suelo hacia los drenes por efecto de su propio peso. Este método es barato y seguro, pero esa fuerza no es lo suficientemente fuerte en los suelos de grano fino.

El proyecto de un sistema de drenaje depende de las características del suelo para el drenaje, del tiempo durante el cual debe operar el sistema y del nivel de agua subterránea. Los drenajes deben ser efectivos y requerir el mínimo de mantenimiento.

El sistema de drenaje más sencillo consiste, como se mencionó anteriormente, en tubos (generalmente de concreto) que atraviezan el muro, con diámetro variable que depende del material de relleno. Los tubos se disponen en hileras

paralelas en todo el frente del muro; el espaciamiento vertical de estas hileras no deberá exceder de 2.00 mts.

Naturalmente, no basta con facilitar la salida del agua a través del muro para garantizar un buen drenaje del relleno, con fines de eliminación de las presiones del agua; sólo en casos excepcionales, con rellenos muy permeables (pedacería de roca o grava), es suficiente la colocación de tubos a través del muro. En general, es preciso instalar material filtrante en el relleno (ampliado más adelante).

El método más económico pero menos efectivo para disponer el drenaje del relleno es simplemente colocar cierta cantidad de material granular muy permeable a la entrada de cada uno de los tubos que atraviesan el frente del muro; en estas condiciones, el espaciamiento horizontal de los tubos no deberá ser mayor de 1.5 mt. Este sistema tiene dos inconvenientes:

- Los finos contenidos en el relleno pueden ser arrastrados hasta llenar los huecos del material muy permeable, contaminándolo e inutilizándolo, por lo que sólo es posible usarlo cuando el relleno no presente tal riesgo.

- El agua que vierten los tubos de salida cae en la base del muro, humedeciendo el suelo en una zona que conviene mantener seca. Esta condición se puede corregir si en vez de cada una de las hiléras de tubos de salida se colocan drenes internos corridos de material permeable que abarquen toda la longitud del muro, cuyas descargas se disponen hacia fuera del muro, donde el agua no tenga efectos nocivos.

Otro método o sistema de drenaje más elaborado, consiste en incluir en el relleno capas continuas de material permeable que cubren todo el respaldo del muro o que incluso se construyen en el interior del relleno, de tal forma que el efecto de las fuerzas de filtración debido al flujo, sea mínimo o desaparezca.

En la Figura 119 se presentan esquemas de diferente disposiciones de drenaje:

- a) **TUBOS DE SALIDA.** como se mencionó anteriormente, solamente es útil en rellenos formados por material granular sin finos, muy permeable.

- b) **TUBOS DE SALIDA CON MATERIAL PERMEABLE**, es conveniente en rellenos de alta permeabilidad en que el agua puede movilizarse con mucha facilidad hacia el material permeable ya hacia los tubos de salida (material granular sin finos).

- c) **DRENES CONTINUOS**, consisten en drenes horizontales que unen las entradas de los tubos de salida (o que substituye a estos, cuando se eliminan) y que descargan lateralmente afuera del muro.

- d) **CAPA DRENANTE CONTINUA**, es la disposición más conveniente de los drenes en el relleno de un muro de retención, estos se colocan en forma continua cubriendo todo el respaldo, preferentemente en una sola capa (por razones de facilidad de construcción y de costo) o en dos o tres capas.

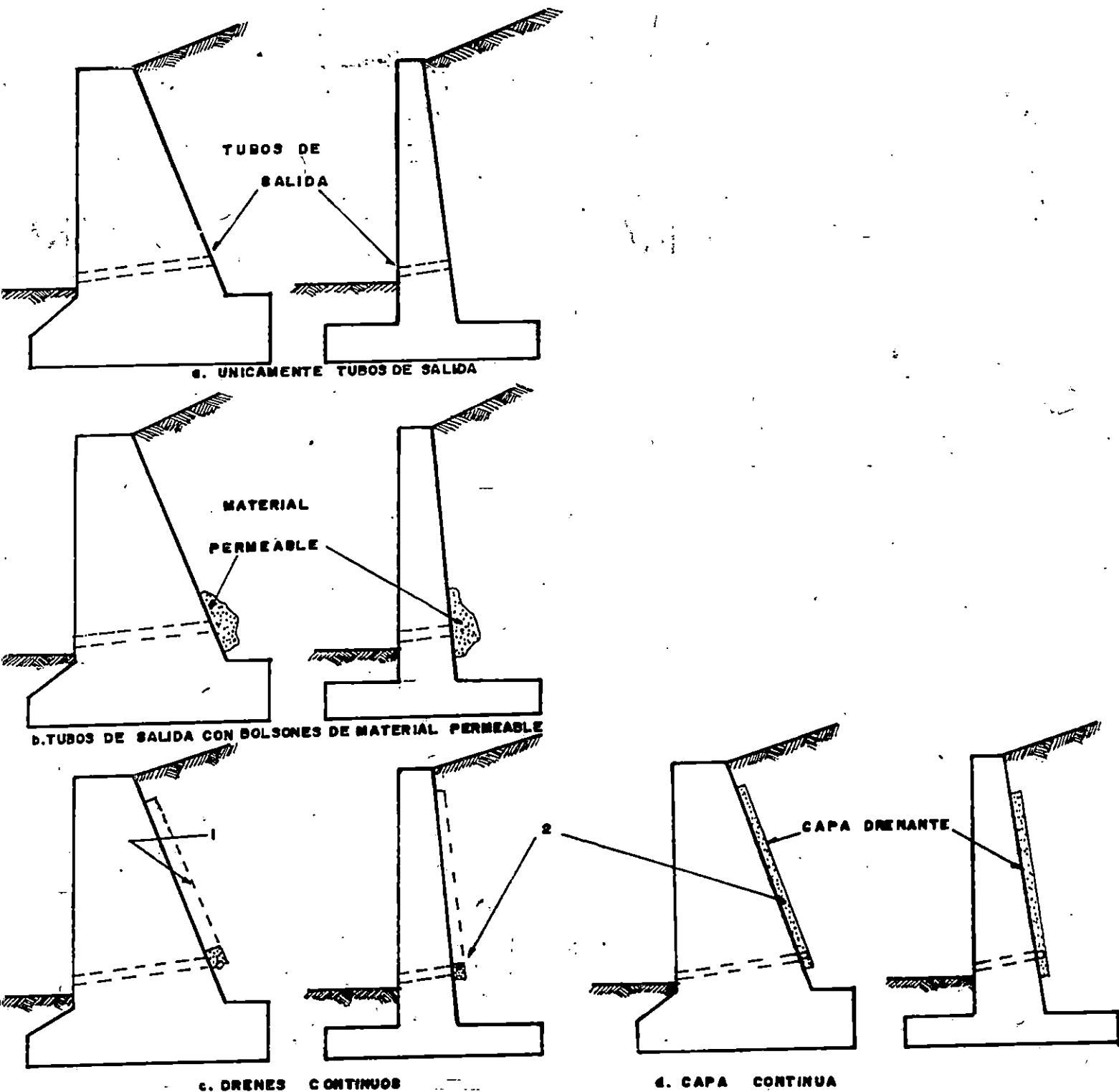


FIG.119- SISTEMAS DE DRENAJE EN EL RESPALDO DE UN MURO DE RETENCION Y EN SU RELLENO.

1. Dren continuo horizontal uniendo los tubos de salida con drenes verticales en el respaldo, dispuestos entre los tubos.
2. Dren continuo horizontal con descarga lateral, en vez de tubo de salida.- Puede tener drenes verticales intermedios.

Los sistemas anteriores deben impedir la acumulación del agua detrás del muro y el desarrollo de presiones hidrostáticas.

El proyecto de un drenaje para un muro de retención ha de hacerse bajo requerimientos contradictorios:

1. Los espacios entre las partículas del filtro deben ser lo suficientemente grandes como para que el conjunto tenga la permeabilidad necesaria para que el agua pueda moverse libremente a su través y fluir rápidamente hacia el exterior, sin generar presiones de poro indeseables; pero un material con tales características también será tan poroso como para que el agua que penetre a él, pueda arrastrar el material fino.
2. Tomando en cuenta lo anterior, los espacios entre las partículas del filtro (material drenante) deben ser suficientemente pequeños como para que los finos no se arrastren; y por lo tanto, de baja permeabilidad.

El requisito de permeabilidad y el de filtro son tan contradictorios que difícilmente se logra satisfacerlos con

una sola capa de material; es necesario recurrir a un filtro compuesto o graduado, de dos o tres capas, con requisitos granulométricos bastante rígidos, dispuestos en orden creciente de tamaños, que vayan del relleno hacia el muro.

La capa del dren próxima al relleno ha de ser suficientemente fina como para filtrar los arrastres que traiga el agua; entonces no será lo bastante permeable como para garantizar un drenaje libre, por lo que el agua pasará a una segunda capa (de granos de mayor tamaño), que será filtro de la anterior, y así sucesivamente se colocan capas que sean lo suficientemente permeable.

Los materiales filtrantes más utilizados dada su economía y fácil obtención son los agregados naturales, del tamaño de la arena y la grava.

Para que un filtro tenga un magnífico comportamiento debe cumplir muchos requerimientos:

- De naturaleza granulométrica, referente a su graduación.
- Referente al cuidado en la manipulación y colocación, para evitar contaminaciones y segregaciones.

En general, debe buscarse que los filtros sean por lo menos 20 ó 25 veces más permeables que el suelo⁵²

7.2 REVESTIMIENTOS NATURALES

Como se mencionó en capítulos anteriores, para proteger un talud, muchas veces es necesario hacer uso de más de una obra o técnica de protección. En el caso que exista un muro de retención y un talud sobre él, es conveniente utilizar métodos o técnicas preventivas y correctivas de fallas por erosión, esto es, revestimientos naturales (vegetación). Este tema se trató ampliamente en el Cap. IV, Sección 4.3.5.1.

7.3 MATERIALES DE RELLENO

El relleno de un muro desempeña un papel fundamental en el comportamiento del conjunto suelo - estructura.

Como se mencionó anteriormente, existen 2 tipos de relleno: Natural y Artificial.

En los rellenos artificiales los principales factores que se deben considerar son:

⁵² "La ingeniería de suelos en las vías terrestres" Tomo I, Rico y del Castillo, 1987

- La naturaleza de los materiales que se empleen
- Las condiciones en que se colocan
- Los métodos de colocación
- La intensidad y el procedimiento con que se compactan
- Los sistemas de drenaje que se empleen

El tipo de material y el método de colocación del relleno afecta mucho a la presión de tierras y al asentamiento de la corona del propio relleno; por ejemplo, los suelos de grano fino pueden dar grandes empujes, principalmente por las variaciones de volumen con el grado de humedad. En la estación seca, la cuña de empuje retrae y desciende un poco. Al aumentar de volumen con las lluvias, empuja y desplaza ligeramente el muro.

Así mismo, el tipo de material que se utilice, influye en las características de drenaje, como se muestra en la Tabla 8.

Algunas recomendaciones y requerimientos en cuanto al uso de materiales de relleno son:

- Se debe evitar el uso de arcillas y utilizar suelos no cohesivos permeables; ya que las arcillas expansivas

suelen considerarse materiales indeseables cuyo uso no se recomienda por lo anteriormente expuesto.

- Se deben evitar los rellenos mixtos, con materiales susceptibles de penetrar uno en otro, como por ejemplo: mantos de fragmentos de roca y capas de arena fina; si se usan estos materiales, entonces es necesario una capa intermedia de material arenoso, que funcione como filtro o como capa para impedir la incrustación.

- El material ideal es el que lo constituyen arena y grava o piedra triturada, con menos de 5% de limo o arcilla; ya que estos suelos tienen alta resistencia al esfuerzo cortante, son estables, no se asientan cuando se colocan en forma apropiada y sus buenas cualidades permanecen ante el agua⁵³

Si este material resulta muy caro puede rellenarse sólo lo que queda por encima de una línea a 60° con la horizontal⁵⁴ (fig. 120)

⁵³ "La ingeniería de suelos en las vías terrestres", Tomo I, Rico y del Castillo, 1967

⁵⁴ V. Frimann Clausen y Johansen, 1972

TABLA 8
POTENCIALIDAD DE DRENAJE EN BASE AL TIPO
DE SUELO (SUCS)

CLASE DE SUELO	CARACTERISTICAS DE DRENAJE
GW	Excelente
GP	Excelente
GM	Regular a impermeable
GC	Pobre a impermeable
SW	Excelente
SP	Excelente
SM	Regular a impermeable
SC	Pobre a impermeable
ML	Regular a pobre
CL	Impermeable
OL	Pobre
MH	Regular a Pobre
CH	Muy Impermeable
OH	Impermeable
Pt	Pobre

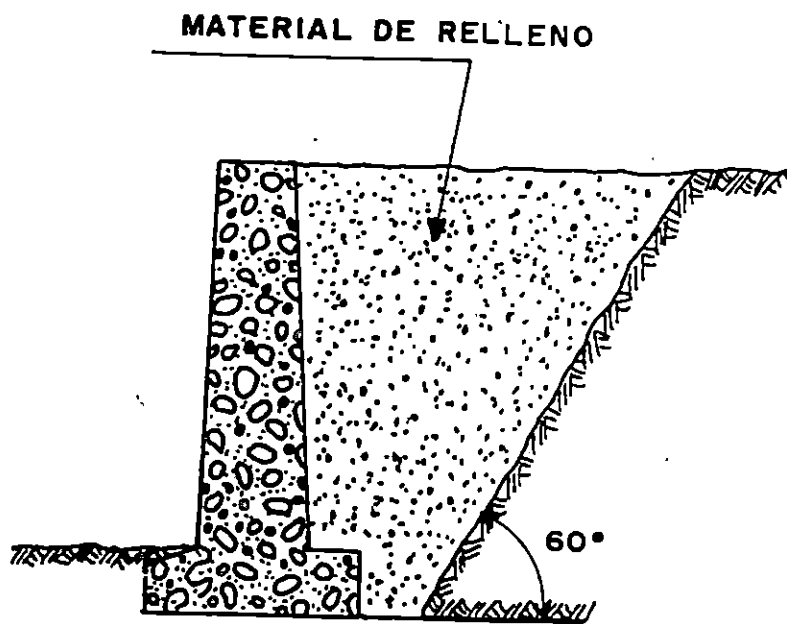


FIG.120 - DETALLES DE RELLENO DE UN MURO DE GRAVEDAD.

Generalmente, el relleno de un muro de retención se coloca después de construido éste; y su disposición se hace en capas horizontales o con ligera pendiente descendente a partir del muro y hacia el interior del relleno. se considera aceptable un espesor de capa del orden de 20 a 30 cm (suelta), aunque muchas veces se usan capas más delgadas (de unos 10 cms) con el fin de facilitar la compactación. Esta, aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del relleno, disminuye la presión de tierra y hace disminuir también la posibilidad de asentamiento. Pero además la compactación hace descender la permeabilidad del relleno.

La compactación puede traer efectos contradictorios:

- Cuando el relleno se compacta en forma severa tras el muro, suelen producirse deformaciones excesivas en la estructura.

Debido a lo anterior, es necesario que se compacte lo suficiente como para que el relleno no se asiente por su propio peso o cualquier otra efecto, pero a la vez, teniendo en cuenta el evitar que se desarrollen presiones laterales residuales que incrementen fuertemente los empujes de tierra, y que son parte de las presiones horizontales que se desarrollan en el momento del proceso de compactación.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support informed decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in modern data management. It discusses how advanced software solutions can streamline data collection, storage, and analysis, leading to more efficient and accurate results.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and up-to-date.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basados en las investigaciones realizadas para la elaboración de este trabajo de investigación, se presentan a continuación, las conclusiones y recomendaciones más relevantes.

8.1 CONCLUSIONES

1. En base a los estudios de clasificación de suelos efectuados por diferentes entidades, se determina que los parámetros del suelo del AMSS (propiedades mecánicas, características físicas) varían de un lugar a otro, por lo que no se deben generalizar al momento de diseñar una obra de protección en una urbanización dada.
2. La obtención de factores de seguridad para estabilidad de taludes, mayores que 1.5 para condiciones de carga estática, no garantiza que este se mantendrá estable ante la acción de fuerzas sísmicas. Por esta razón se hace necesario efectuar un análisis dinámico que permita conformar taludes cuyo comportamiento cubra

satisfactoriamente la incertidumbre de los efectos sísmicos, que algunas veces reducen el factor de seguridad a valores menores que la unidad.

3. La eficiente conformación de un talud no sólo implica un adecuado análisis y diseño, sino que también debe considerar todos aquellos medios necesarios que permitan darle protección ante agentes externos que en algún momento puede ocasionar una inestabilidad.
4. La estabilidad de los taludes en el AMSS se ve afectada principalmente por la erosión ocasionada por la lluvia, la cual provoca rápidos deterioros (desprendimientos, deslizamientos, agrietamientos, etc.) en las condiciones naturales del suelo.
5. El tipo de protección que se le de a un talud dependerá tanto de los agentes externos (lluvia, viento, resequedad, etc.) que pueden afectar la estabilidad del mismo, de los recursos económicos disponibles, así como de las técnicas aplicables en el medio.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent data collection procedures and the use of advanced analytical techniques to derive meaningful insights from the data.

3. The third part of the document focuses on the implementation of data-driven decision-making processes. It provides a framework for how to integrate data analysis into the organization's strategic planning and operational decision-making.

4. The fourth part of the document discusses the challenges and risks associated with data management and analysis. It identifies common pitfalls such as data quality issues, privacy concerns, and the potential for misinterpretation of data.

5. The final part of the document offers recommendations and best practices for successful data management and analysis. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that the data-driven approach remains effective and relevant.

6. Los revestimientos naturales y artificiales para taludes en nuestro país, no tienen el adecuado tratamiento técnico, limitándose únicamente la utilización de estos a un nivel empírico.
7. El REDSES, al igual que el método de Bolton - Seed en el cálculo del empuje activo dinámico, no incluye diferentes condiciones, en lo referente a la geometría tanto del muro como del suelo de relleno, condiciones que hacen que varíe el valor del Empuje activo dinámico (E_{ae}).
8. La teoría de Coulomb para la determinación del E_a es mucho más precisa que la de Rankine, debido a que aquella considera condiciones de suelo y muro que la teoría de Rankine no toma en cuenta ($\delta \neq 0$, $i \neq 0$, $w \neq 0$).
9. El efecto de la cohesión aparente favorece la estabilidad del muro, ya que a medida aumenta ésta, disminuye el empuje activo estático. Esto se comprobó en las observaciones realizadas después del terremoto del 10 de octubre de 1986, donde muchos muros permanecieron estables, debido a la influencia de la cohesión aparente⁵⁵

⁵⁵ Curso: "Diseño Sísmico de Edificios, 1988" Hernández, Héctor y Melara, Enrique.

10. La componente horizontal de la aceleración sísmica presenta mayor incidencia en el empuje sobre el paramento de los muros, incrementando el momento actuante de la masa de relleno. Los efectos de la componente vertical de la aceleración sísmica, si se utiliza en el análisis de muros, debe verificarse el efecto reversible de su aplicación, (ya sea que actúe hacia arriba o hacia abajo), ya que dicha componente afecta la estabilidad general del sistema.
11. No existen estudios geotécnicos y/o estructurales que especifiquen dentro de la interacción suelo - estructura, la distribución de presiones originada durante un sismo, que permita efectuar un diseño más eficiente de las obras de contención.
12. De acuerdo al análisis realizado en este documento, se dedujo que la distribución de presiones provocada por sismo, tiene una tendencia parabólica con tangencia en la superficie del terreno, basado esto en la distancia a la que se encuentra aplicada la resultante de empujes sísmicos ($0.6 H$).
13. De acuerdo a información consultada, no se lleva a cabo la evaluación de los efectos sísmicos y la forma de como

alteran las presiones actuantes en la masa de tierra de una excavación.

14. La acumulación excesiva de agua en el paramento interno de un muro, al no ser desalojada eficientemente, produce presiones hidrostáticas que incrementan el empuje y alteran la estabilidad del mismo.
15. El diseño de una obra de contención, considerando únicamente el análisis de estabilidad, no contempla el hecho de que el muro pueda fallar en la pantalla. Esto fue evidenciado en el terremoto del 10 de octubre de 1986, donde la mayoría de los muros fallaron en su pantalla.
16. La forma de transmisión de cargas en un muro, depende en gran medida de la estructuración concebida, que toma en cuenta entre otras cosas, la restricción de colindancia en el terreno.
17. Los parámetros que tienen mayor influencia en el diseño de un muro, son las propiedades mecánicas y condiciones topográficas del suelo, que a su vez influyen en la distribución de presiones tanto estáticas como dinámicas.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5800 S. UNIVERSITY AVENUE
CHICAGO, ILLINOIS 60637
TEL: (773) 835-3100
FAX: (773) 835-3101
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

MEMORANDUM
TO: [Name]
FROM: [Name]
SUBJECT: [Subject]

[Main body of text, consisting of several paragraphs of faint, illegible text.]

DATE: [Date]

BY: [Signature]

8.2 RECOMENDACIONES

1. En cualquier proyecto de urbanización que se realice, es necesario que se lleven a cabo estudios de suelos por medio de ensayos directos de campo que deben ser complementados con ensayos de laboratorio, con el fin de determinar las propiedades y características del lugar.
2. Las Instituciones encargadas de la regulación y desarrollo de los proyectos de urbanización en el AMSS, deben exigir a los encargados de la ejecución de los mismos, un adecuado diseño de las obras de protección a construir, tomando en cuenta para ello, aspectos dinámicos; que se adecúen a los requerimientos del proyecto puesto que no se puede pasar por alto la realidad de que se trabaja en un área de alto riesgo sísmico.
3. Debido a que en el AMSS predominan los suelos arenosos y/o limosos, los cuales son susceptibles a la tubificación y erosión, se recomienda dar una adecuada protección a los taludes, por medio de revestimientos naturales, revestimientos artificiales o por la utilización de métodos mecánicos.

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. The second part outlines the procedures for handling discrepancies and errors, including the steps to be taken when a mistake is identified. The third part covers the requirements for periodic audits and the role of the internal control system in ensuring the integrity of the financial data. The final part provides a summary of the key points and reiterates the commitment to transparency and accountability.

The document also addresses the need for regular communication and reporting to the relevant stakeholders. It specifies the frequency and format of these reports, ensuring that all parties are kept informed of the current status and any potential risks. Additionally, it highlights the importance of maintaining up-to-date information on the organization's financial health and performance. The document concludes with a statement of intent to continue to improve processes and maintain the highest standards of financial management.

It is the policy of the organization to adhere to all applicable laws and regulations regarding financial reporting and record-keeping. This document serves as a guide for all employees and management in ensuring compliance with these requirements. Any questions or concerns should be directed to the designated personnel responsible for financial oversight. The organization is committed to providing a clear and concise overview of its financial operations and to ensuring that all transactions are properly documented and reported.

4. Se recomienda que los métodos dinámicos para el cálculo de estabilidad de taludes, dada las altas intensidades sísmicas durante breves períodos de tiempo, deben presentar criterios cuantitativos (registros sísmicos) y no cualitativos (observaciones de campo) de falla, puesto que la estabilidad de un talud se estima en relación a la magnitud de las deformaciones permanentes que se produzcan.
5. El REDSES deberá incluir para el cálculo de los empujes activos dinámicos, distintos factores que inciden en el diseño de un muro, como lo son: Inclinación del Talud (i), inclinación del paramento interno del muro, ángulo de fricción suelo - muro (δ), y forma geométrica del muro.
6. Las excavaciones, como toda obra de Ingeniería Civil, requiere que sean realizadas tomando en cuenta todos aquellos parámetros que puedan incidir en su comportamiento, para lo cual se recomienda que tales obras sean provistas de medios de entibación necesarios que garanticen la seguridad de la obra, así como del

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

MEMORANDUM

TO : THE BOARD OF TRUSTEES

FROM : THE DEPARTMENT OF ECONOMICS

SUBJECT: [Illegible]

[Illegible text]

[Illegible text]

[Illegible text]

personal que la ejecuta, por lo que es necesario no sólo un adecuado diseño estructural sino también una constante supervisión de campo.

7. A pesar de ser los ademados estructuras de tipo temporal necesitan ser analizados y diseñados considerando los efectos dinámicos provocados por sismos lo cual dará como resultado una obra temporal segura. De no considerarse dichos efectos sísmicos se recomienda utilizar sistemas de arriostamiento que proporcionen al ademado más resistencia.
8. Para el diseño de obras de contención (muros) debe analizarse la distribución de presiones provocadas por empujes tanto activo estático como activo dinámico, para conformar una envolvente de presiones que permita evaluar las cargas en los elementos estructurales.
9. La aplicación de los revestimientos naturales y artificiales para la protección de taludes debe efectuarse considerando para ello técnicas y métodos que se adecúen a las condiciones existentes, evitando efectuarlos por medios empíricos.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. This includes the use of surveys, interviews, and focus groups to gather qualitative information, as well as the application of statistical software for quantitative analysis.

3. The third part describes the process of identifying trends and patterns in the data. This involves comparing the collected information against established benchmarks and industry standards to determine areas of strength and weakness.

4. The fourth part details the steps taken to address any identified issues or challenges. This may involve implementing new policies, providing additional training, or restructuring certain processes to improve efficiency and effectiveness.

5. The fifth part discusses the importance of regular communication and reporting to stakeholders. This ensures that all parties involved are kept informed of the organization's progress and any changes that may be necessary.

6. The sixth part concludes by summarizing the key findings and recommendations of the study. It highlights the areas where the most significant improvements can be made and provides a clear roadmap for future action.

10. Para el eficiente funcionamiento de un muro no basta con que este haya sido diseñado correctamente, sino que es necesario tomar en cuenta la adecuada disposición de sistemas de drenaje que elimine el agua producto de la filtración. (tubos de drenaje, material filtrante, etc.)
11. En el análisis y diseño de una obra de contención debe tomarse en cuenta los requerimientos mínimos de resistencia en la pantalla, efectuando revisiones por cortante, flexión y flexocompresión de la misma.
12. Para el diseño de un muro, debe procurarse idealizar modelos de estructuración, de tal manera, que el análisis resulte sencillo y a la vez sea factible tanto para condiciones constructivas como económicas.
13. Se recomienda efectuar estudios más detallados en cuanto al empleo de obras de protección en urbanizaciones con el objeto de utilizar técnicas o métodos no muy empleados (aplicación de tierra armada, geotextiles, ferrocemento, etc.), que resulten eficientes y económicos; no limitándose los estudios a la construcción de muros.

8.3 BIBLIOGRAFIA

- Necesidad de considerar los empujes dinámicos de tierra en el AMSS. Trabajo de Graduación. Oscar René Guillén Portillo. Universidad Evangélica de El Salvador, 1988.
- Muros de Contención. J. Barros, Editorial CEAC, Barcelona, España.
- Mecánica de Suelos. Tomo II. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez. Editorial Limusa. México, D.F. 1987.
- La mecánica de suelos aplicada a los problemas prácticos de Ingeniería. Muros de varios tipos. Seminario de Graduación. José Mario Kessels. Universidad de El Salvador, 1974.
- Aplicación de la mecánica de suelos a problemas prácticos de Ingeniería. Estabilidad de Taludes. Seminario de Graduación. Alvaro Paz Alegría. Universidad de El Salvador, 1974.

1. The first part of the document is a list of names and addresses.

2. The second part is a list of names and addresses.

3. The third part is a list of names and addresses.

4. The fourth part is a list of names and addresses.

5. The fifth part is a list of names and addresses.

6. The sixth part is a list of names and addresses.

7. The seventh part is a list of names and addresses.

8. The eighth part is a list of names and addresses.

9. The ninth part is a list of names and addresses.

10. The tenth part is a list of names and addresses.

11. The eleventh part is a list of names and addresses.

12. The twelfth part is a list of names and addresses.

13. The thirteenth part is a list of names and addresses.

14. The fourteenth part is a list of names and addresses.

15. The fifteenth part is a list of names and addresses.

16. The sixteenth part is a list of names and addresses.

17. The seventeenth part is a list of names and addresses.

18. The eighteenth part is a list of names and addresses.

19. The nineteenth part is a list of names and addresses.

20. The twentieth part is a list of names and addresses.

- Solución propuesta para el tratamiento de Taludes en el Area Metropolitana. Trabajo de Graduación. Edna Isabel Escobar. Universidad de El Salvador, 1984.

- Interacción Suelo - Estructura. Ing. Mario Guzmán Urbina. Revista Asia No. 38. Diciembre, 1975.

- Análisis y diseño de tierra armada. trabajo de Graduación. Enzo Alexander Roldán. Universidad Politécnica de El Salvador, 1984.

- Análisis dinámico de estabilidad de Taludes. Trabajo de Graduación. Sonia G. Tablas M. de Segura. Universidad Politécnica de El Salvador, 1988.

- Aplicación del Ferrocemento. Trabajo de Graduación. José Marciano García y otros. Universidad de El Salvador, 1989.

1947

1948

1949

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

1958

1959

1960

- Microzonificación Sísmica del AMSS, basada en la observación de Microtemblores, espectros de respuesta y registros de sismoscopios. Trabajo de Graduación. Roberto A. Linares Elizondo. Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas".1985.

- Boletín de ciencias Naturales y Agrarias.
Actividad Sísmica en San Salvador y alrededores inmediatos. 1986. Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas"

- Estudio de las propiedades mecánicas de los suelos en el AMSS. Trabajo de Graduación. Ana María Caledonio y Lúgía Morales. Universidad Politécnica de El Salvador.1984.

- Diagnóstico del Sistema Hidrográfico del AMSS y sus alrededores. Ministerio de Obras Públicas, 1986.

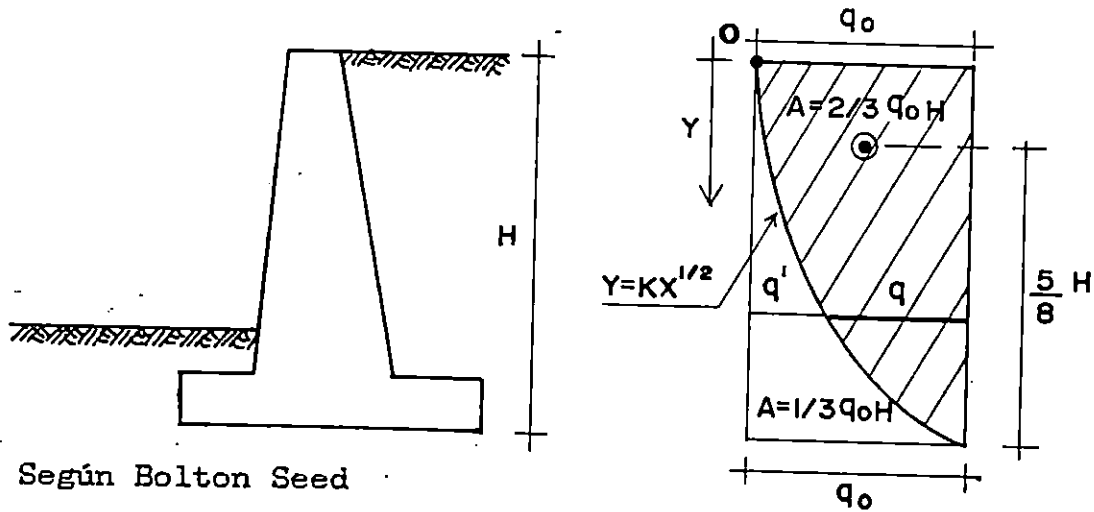
- Geotécnica y Cimientos II. Mecánica del suelo y de rocas. 2a. Edición. J.A. Jiménez Salas. Editorial Rueda. Madrid, 1981.

- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. Karl Terzaghi y Ralph B. Peck. 2a. Edición. Editorial El Ateneo, Enero 1986.
- Cimentaciones. Schulle/Simmer. Editorial Blume. Madrid, 1970.
- Reglamento de las construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318'83) y comentarios.
- Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador, 1989.
- A Study of Lumber used for Bracing Trenches in the United States. NBS Building Science Series 122. March, 1980.
- Foundations and Earth Structures. Design Manual 7.2. Department of The Navy (Navfac DM 7.2). May. 1982.
- La actividad sísmica y el terremoto del 10 de octubre de 1986. Héctor Armando Marroquín A. Editorial Universitaria. El Salvador, Octubre de 1986.

- Criterios Básicos para el Análisis y Diseño de Edificaciones de Mampostería Reforzada. Trabajo de Graduación. Mario A. Aguirre y otros. Universidad de El Salvador. 1991.
- Mecánica de Suelos. Lambe y Whitman. Editorial Limusa-Wiley. México. 1972.
- Introducción a los Geotextiles. Gabriel García Altamirano. Revista Asia, No. 91. Marzo, 1989.
- Manual de Conservación de Suelos de laderas. Federación Nacional de Cafetaleros de Colombia. Bogotá, Noviembre de 1975.
- Almanaque Mundial, Editorial América. Panamá, 1990.

A P E N D I C E S

APENDICE A
DEDUCCION DE FORMULAS PARA DISTRIBUCION
DE PRESIONES DE ORIGEN SISMICO



Según Bolton Seed

$$E_s = \frac{3}{8} \gamma K_{sh} H^2 = \text{Area}$$

$$\frac{2}{3} q_0 H = \frac{3}{8} \gamma K_{sh} H^2$$

de donde:

$$q_0 = \frac{9}{16} \gamma K_{sh} H$$

Si se sabe que:

$$Y = Kq^{1/2} \quad . \quad . \quad q' = KY^2$$

$$q' = q_0 \cdot y \quad Y = H \quad \Rightarrow \quad K = \frac{q_0}{H^2}$$

de donde:

$$q' = \frac{q_0}{H^2} Y^2$$

$$q' = \frac{9}{16} \gamma K_{sh} H (Y/H)^2$$

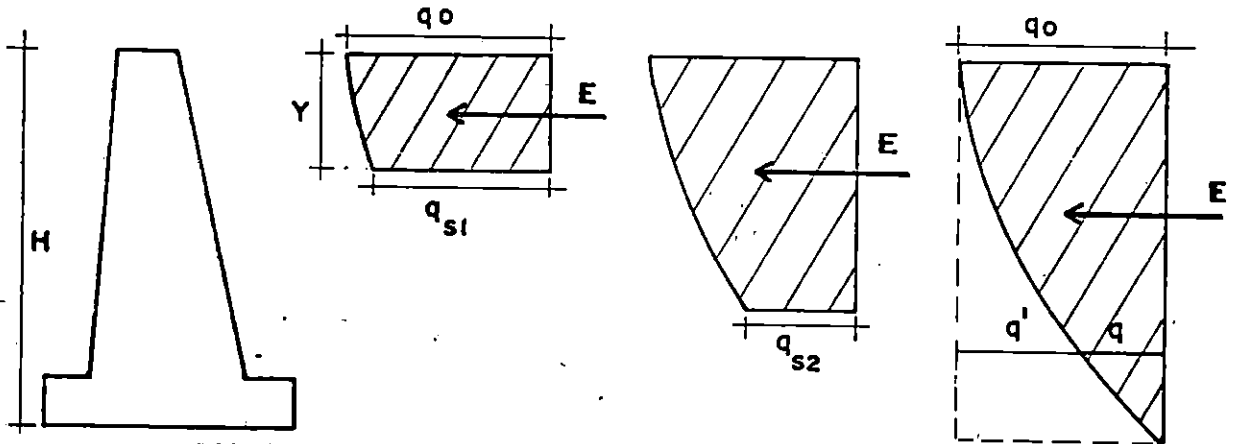
si

$$q = q_0 - q' = q_0 - q_0 (Y/H)^2 = q_0 \left(1 - \frac{Y^2}{H^2}\right)$$

entonces:

$$q = \frac{9}{16} \gamma K_{SH} H [1 - (Y/H)^2]$$

DEDUCCION DE FORMULA PARA DISTRIBUCION DE EMPUJES POR CARGAS SISMICAS



$$\Delta E_{ae} = A_{\square} - A_{\Delta}$$

$$\Delta E_{ae} = q_0 \times Y - \frac{1}{3} q' Y$$

$$= (q + q') Y - \frac{1}{3} q' Y$$

$$= qY + q'Y - \frac{1}{3} q' Y$$

$$= qY + \frac{2}{3} q' Y = Y \left(q + \frac{2}{3} q' \right)$$

$$\begin{aligned}
\Delta E_{ae} &= Y \left\{ \frac{9}{16} \gamma K_{SH} H [1 - (Y/H)^2] + \frac{2}{3} \left[\frac{9}{16} \gamma K_{SH} H [1 - (Y/H)^2] \right] \right. \\
&= \frac{9}{16} \gamma K_{SH} H Y \{ [1 - (Y/H)^2] + \frac{2}{3} (Y/H)^2 \} \\
&= \frac{9}{16} \gamma K_{SH} H Y \{ 1 - (Y/H)^2 + \frac{2}{3} (Y/H)^2 \} \\
\Delta E_{ae} &= \frac{9}{16} K_{SH} H Y \left[1 - \frac{1}{3} (Y/H)^2 \right]
\end{aligned}$$

**DEDUCCION DE FORMULA PARA MOMENTOS OCASIONADOS
POR PRESIONES DINAMICAS**

$$\begin{aligned}
M_{ae} &= \text{Empuje x brazo} \\
&= q_0 Y \times \frac{Y}{2} - \frac{1}{3} q Y \times \frac{1}{4} Y \\
&= \frac{1}{2} q_0 Y^2 - \frac{1}{12} (q_0 - q) Y^2 \\
&= \frac{1}{2} q_0 Y^2 - \frac{1}{12} q_0 Y^2 + \frac{1}{12} q Y^2 \\
&= \frac{5}{12} q_0 Y^2 + \frac{1}{12} q Y^2 \\
&= \frac{5}{12} q_0 Y^2 + \frac{1}{12} q_0 \left(1 - \frac{Y^2}{H^2} \right) Y^2
\end{aligned}$$

$$= \frac{1}{12} \sigma^2 [5 + 1 - \frac{\sigma^2}{\sigma^2}]$$

392

$$= \frac{1}{12} \sigma^2 (6 - \frac{\sigma^2}{\sigma^2})$$

$$\text{Mae} = \frac{1}{12} \frac{16}{9} \sigma^2 (6 - \frac{\sigma^2}{\sigma^2})$$

$$\text{Mae} = \frac{3}{64} \sigma^2 (6 - \frac{\sigma^2}{\sigma^2})$$

APENDICE B

DISÑO DE MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA

EJEMPLO NUMERICO

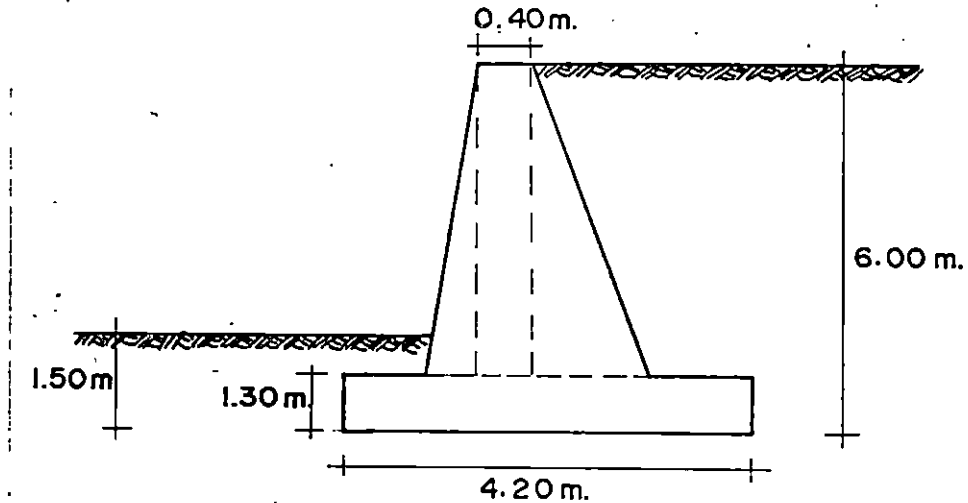
DATOS GENERALES

- . Peso volumétrico del suelo ---> $\gamma_s = 1.60 \text{ ton/m}^3$
- . Peso volumétrico de la mampostería --> $\gamma_m = 2.30 \text{ ton/m}^3$
- . Angulo de fricción interna suelo - suelo --> $\phi = 35^\circ$
- . Angulo de fricción interna muro - suelo -->
- . $\delta = \frac{2}{3} \phi = 23.33^\circ$
- . Angulo de inclinación del paramento interno del muro con la vertical -----> $w = 25.08^\circ$
- . Cohesión del suelo --> 0

ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL MURO (kg/cm^2)

- . Compresión axial y flexión = 10.00
- . Tensión a la flexión horizontal = 2.00
- . Tensión a la flexión vertical = 1.00
- . Cortante = 1.00

- Después de hacer varias revisiones se han fijado las siguientes dimensiones:



	ANCHO (m)	ALIURA (m)
- Respaldo interno	2.20	4.70
- Respaldo externo	0.20	4.70
- Talón de zapata	0.60	1.30
- Puntera de zapata	0.80	1.30

REVISION DE ESFUERZOS EN LA PANTALLA

- CORTANTE (f_v)

$$f_v = \frac{\gamma_s Y \left[\frac{1}{2} Y K_{ah} + \frac{9}{16} K_{sh} H \left(1 - \frac{Y^2}{3H^2} \right) \right]}{b \times L} \times 0.75$$

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\phi - w)}{\cos^2 w \cos(\delta + w) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \text{Sen}(\phi - i)}{\cos(\delta + w) \cos(w - i)}} \right]^2} \times \cos \delta$$

(Teoría de Coulomb)

$$K_{AH} = 0.4527373$$

$$K_{SH} = 0.2 \text{ (zona I)}$$

$$Y = 4.70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow f_v = 3.22 \text{ T/m}^2 = 0.322 \text{ kg/cm}^2$$

como $f_v < F_{vadm} \Rightarrow \text{O.K.}$

- FLEXOCOMPRESION

CARGA AXIAL (P)

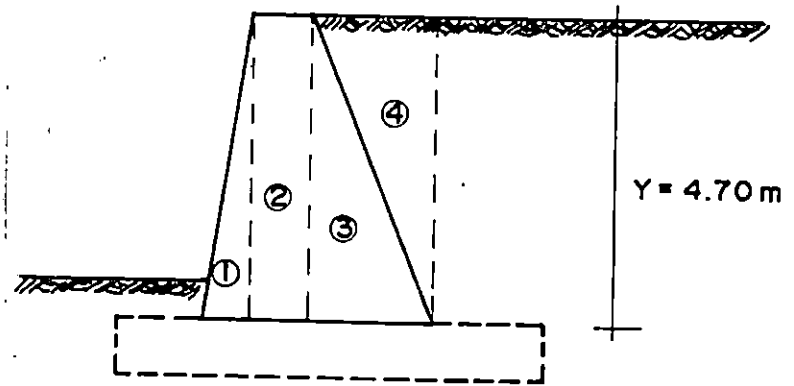


FIG	(m ²) A	(T/m ³)	P(Ton) Ax γ x 0.75
1	0.47	2.30	0.81
2	1.88	2.30	3.24
3	5.17	2.30	8.92
4	5.17	1.60	6.20
TOTAL			19.17

$$P = \sum A_i \times \gamma \times 0.75$$

$$P = 19.17 \text{ Ton}$$

- ESFUERZO DEBIDO A CARGA AXIAL (f_a)

$$f_a = \frac{P}{b}$$

$$f_a = \frac{19.17}{2.80} = 6.85 \text{ T/m}^2 \Rightarrow 0.685 \text{ kg/cm}^2$$

- ESFUERZO DEBIDO AL MOMENTO FLECTOR (f_b)

$$f_b = \frac{\gamma_s \gamma^2 [Y K_{SH} + 9/32 K_{SH} H (6 - \gamma^2/H^2)] \times 0.75}{b^2}$$

$$f_b = 13.34 \text{ T/m}^2 = 1.334 \text{ kg/cm}^2$$

- ESFUERZO DE COMPRESION ($f_c = f_a + f_b$)

$$f_c = 2.019 \text{ kg/cm}^2$$

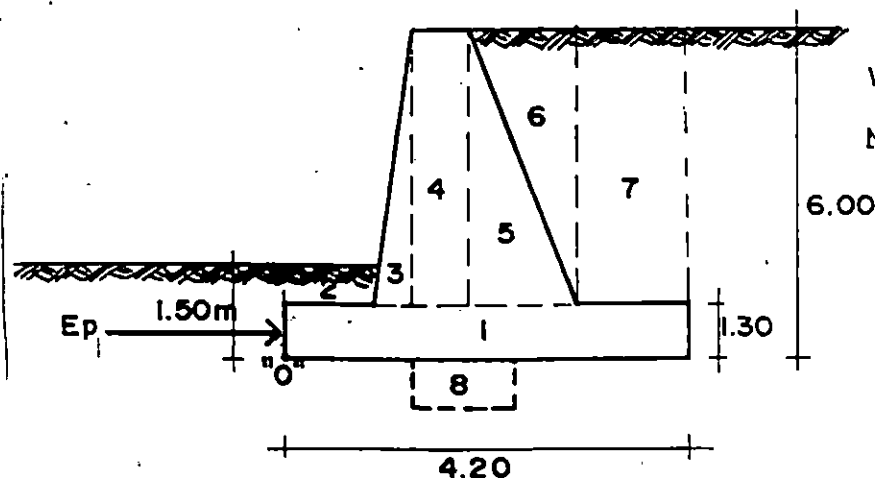
$$\text{como } f_c \leq F_{c \text{ adm}} \Rightarrow \text{O.K.}$$

- ESFUERZO DE TENSION ($f_t = f_a - f_b$)

$$f_t = -0.649 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{como } f_t \leq F_{t \text{ adm}} \Rightarrow \text{O.K.}$$

REVISION DE ESTABILIDAD



$$W = \gamma \times A \times L, \quad L = 1.00\text{m}$$

$$M_o = W \times X_o$$

1917

1917

1917

1917

1917

ANALISIS DE CARGAS VERTICALES

FIG (#)	BASE (m)	ALTURA (m)	AREA	P.VOL (T/m ³)	PESO (W) (Ton)	BRAZO (Xo) (m)	Mo (T-m)
1	4.20	1.30	5.46	2.30	12.56	2.10	26.38
2	0.80	0.20	0.16	1.60	0.26	0.40	0.10
3	0.20	4.70	0.47	2.30	1.08	0.93	1.00
4	0.40	4.70	1.88	2.30	4.32	1.20	5.18
5	2.20	4.70	5.17	2.30	11.89	2.13	25.33
6	2.20	4.70	5.17	1.60	8.27	2.87	23.73
7	0.60	4.70	2.82	1.60	4.51	3.90	17.59
8	0.00	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00	0.00
TOTAL			21.13		42.89		99.31

ANALISIS DE CARGAS HORIZONTALES

DESCRIPCION	FUERZA (Ton)	BRAZO (Yo) (m)	Mo (T - m)
Ep - Empuje Pasivo	7.11	0.50	3.56
fr - Fuerza de Fricción	18.50	0.00	0.00
TOTAL	25.61		3.56
Ea - Empuje Activo Estático	13.04	2.00	26.08
Eae - Empuje Activo Dinámico	4.32	3.60	15.55
TOTAL	17.36		41.63

- MOMENTO RESISTENTE (CON RESPECTO A "O")

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s h r^2 K \text{ (TEORIA DE COULOMB)}$$

$$K = \frac{\cos^2(\phi + w)}{\cos^2 w \cos(w - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + i)}{\cos(w - \delta) \cos(w - i)}} \right]^2}$$

$$\Rightarrow K = 4.298806$$

Se considera solamente la componente horizontal del E_p , ya que la componente vertical no ejerce momento en "O"

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s h r^2 K \cos \delta$$

$$M_R = \Sigma(W_i \times X_o) + E_p \times hf/3$$

$$M_R = 99.31 + 3.56 \Rightarrow \underline{M_R = 102.87 \text{ T-m}}$$

- MOMENTO ACTUANTE (CON RESPECTO A "O")

$$M_A = (E_a \times \frac{H}{3}) + (\Delta E_{ae} \times 0.6 H)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \cos \delta \text{ (TEORIA DE COULOMB)}$$

$$K_a = 0.4930495$$

$$E_{ae} = \frac{3}{8} \gamma_s H^2 K_{SH}$$

$$\Rightarrow M_A = 26.08 + 15.55 \Rightarrow \underline{M_A = 41.63 \text{ T-m}}$$

- REVISION POR VOLTEO

$$FSV = \frac{\sum M_R}{\sum M_A} = \frac{102.87}{41.63}$$

$$FSV = 2.47$$

Como $FSV \geq 1.2 \Rightarrow$ El muro no voltea

- FUERZAS RESISTENTES (HORIZONTALES)

$$F_R = E_p + F_{\text{fricción}}$$

$$F_{\text{fricción}} = \sum F_V \times \tan \delta$$

$$F_R = 7.11 + 18.50 \Rightarrow \underline{F_R = 25.61 \text{ Ton}}$$

- FUERZAS ACTUANTES (HORIZONTALES)

$$F_A = E_a + E_{ae}$$

$$F_A = 13.04 + 4.32 \Rightarrow \underline{F_A = 17.36 \text{ Ton}}$$

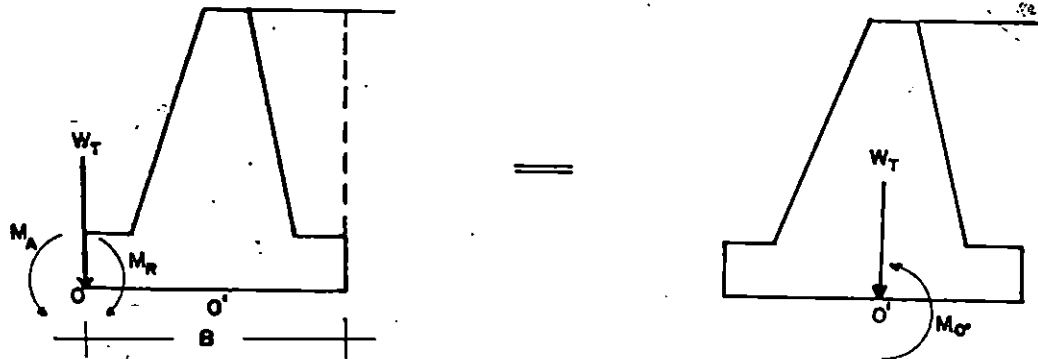
- REVISION POR DESLIZAMIENTO

$$FSD = \frac{\sum F_R}{\sum F_A} = \frac{25.61}{17.36} \Rightarrow FSD = 1.48$$

como $FSD \geq 1.2 \Rightarrow$ el muro no desliza

CONFIDENTIAL

- REVISION POR CAPACIDAD DE CARGA

CONDICIÓN GRAVITACIONAL + E_a + SISMO

$$M_{O'} = M_R - M_A - W_T (B/2)$$

$$M_{O'} = 102.87 - 41.63 - (42.89 \times \frac{4.20}{2})$$

$$M_{O'} = -28.83 \text{ T-m}$$

$$M_{O'} = W_T \times e = \frac{M_{O'}}{W_T} \Rightarrow e = 0.672$$

$$\text{Como } e \leq \frac{B}{6}$$

$$0.672 < 0.7$$

$$\Rightarrow \begin{matrix} q_{\text{máx}} \\ q_{\text{mín}} \end{matrix} = \frac{W_T}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right), \quad L = 1.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q_{\text{máx}} = 20.02 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = 0.41 \text{ Ton/m}^2$$

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO (q_{adm})

Considerando una zapata corrida Y falla local (por Terzaghi)

$$q_c = \frac{2}{3} c N_c + \gamma_s h_r N_q + \frac{1}{2} \gamma_s B N_\gamma$$

para $\phi = 35^\circ$ de gráfico (fig. 39).

$$N_q = 13, N_\gamma = 10$$

$$q_c = 0 + 1.60 (1.50) (13) + 1/2 (1.60) (4.20) (10)$$

$$q_c = 64.80 \text{ Ton/m}^2$$

Se considera un $F_s = 3.0$

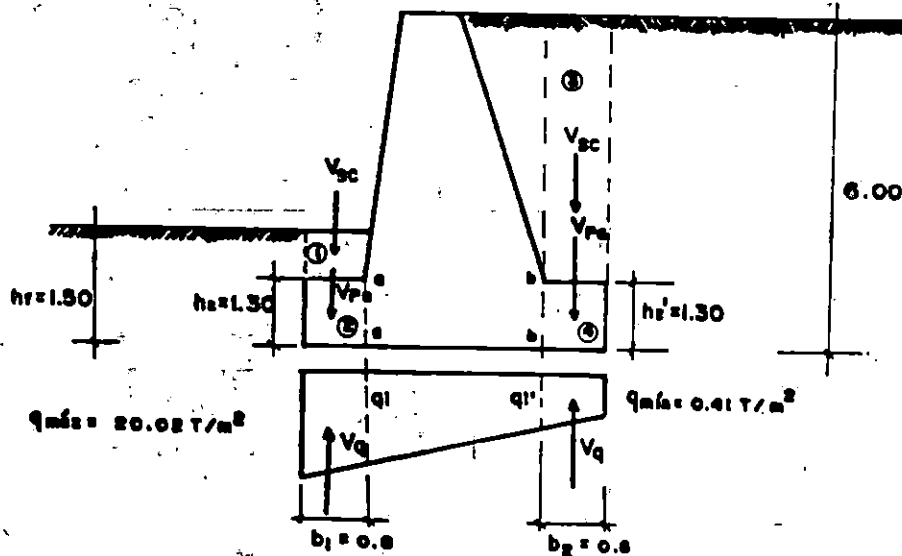
$$F_s = \frac{q_c}{q_{adm}} \Rightarrow q_{adm} = \frac{q_c}{F_s} \Rightarrow q_{adm} = 21.60 \text{ Ton/m}^2$$

COMO q_{max}

$< q_{adm} \Rightarrow O.K.$

q_{min}

REVISION DE ESFUERZOS EN EL PERALTE DE LA ZAPATA



- ESFUERZO CORTANTE (fv)

PUNTERA

$$fv = \frac{1}{2} \frac{(q_{máx} + q_i) b_i - (A_1 \times \gamma_s + A_2 \times \gamma_m)}{hz} = \frac{V_T}{hz}$$

$$fv = \frac{1(20.02 + 16.28) 0.80 - [(0.80 \times 0.20 \times 1.60) + (0.80 \times 1.30 \times 2.30)]}{2 \times 1.30}$$

$$fv = 9.13 \text{ ton/m}^2 = 0.91 \text{ kg/cm}^2$$

como $fv \leq Fv_{adm} \Rightarrow \text{O.K.}$

TALON

$$fv = \frac{A_3 \times \gamma_s + A_4 \times \gamma_m - 1/2 (q_i + q_{min}) b_2}{hz} = \frac{V_T}{hz}$$

$$fv = \frac{(0.60 \times 4.70 \times 1.60) + (0.60 \times 1.30 \times 2.30) - 1/2(3.21 + 0.41) 0.60}{1.30}$$

$$fv = 4.02 \text{ t/m}^2 \Rightarrow fv = 0.402 \text{ kg/cm}^2$$

como $fv \leq Fv_{adm} \Rightarrow \text{O.K.}$

ESFUERZO DEBIDO AL MOMENTO FLECTOR (f_b)

PUNTERA

$$f_b = \frac{3b_1 (V_{sc} + V_p - V_q)}{hz^2} = \frac{3b_1 V_T}{hz^2}$$

$$f_b = \frac{3 \times 0.80 \times 11.87}{(1.30)^2} \Rightarrow f_b = 16.86 \text{ T/m}^2 = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

como $f_b \leq F_{b\text{adm}} \Rightarrow \text{O.K.}$

TALON

$$f_b = \frac{3b_2 (V_{sc}' + V_p' - V_q')}{hz^2}$$

$$f_b = 5.56 \text{ T/m}^2 = 0.56 \text{ kg/cm}^2$$

como $f_b \leq F_{b\text{adm}} \Rightarrow \text{O.K.}$

APENDICE C

DISEÑO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO

EJEMPLO NUMERICO

DATOS GENERALES

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Zona I°

K_h

= 0.2

$$f_y = 2800$$

$$K_v = 0.1$$

$$\gamma = 1.6 \text{ T/m}^3$$

$$H = 60 \text{ mt}$$

$$\emptyset = 35^\circ$$

$$\delta = \frac{2}{3} \emptyset = 23.33$$

$$w = 0$$

$$i = 0$$

CARGAS

$$q_a = \gamma Y K_h H$$

$$E_a = V_a = \frac{1}{2} \gamma Y^2 K_h H$$

$$M_a = \frac{1}{6} \gamma Y^3 K_h H$$

$$q_b = \frac{9}{16} \gamma K_h H \left[1 - \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right] \approx 0.9611$$

$$V_s = \frac{9 \gamma^2 K_{SH} H Y^2}{16} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right]$$

$$M_s = \frac{3 \gamma^2 K_{SH} H Y^2}{64} \left[6 - \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right]$$

CALCULO DE Ka

$$K_a = \frac{\cos^2 (\theta - w)}{\cos^2 w \cos (\delta + w) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\delta + \theta) \sin (\theta - i)}{\cos (\delta + w) \cos (w - i)}} \right]^2} = 0.244$$

$K_a = 0.2 = ?$

MAYORIZACION DE CARGAS

$U_I = 1.7 (\gamma Y K_{aH}) + 1.4 \left(\frac{9 \gamma^2 K_{SH} H^2}{16} \left[1 - \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right] \right)$

$U_{II} = 0.75 U_I$

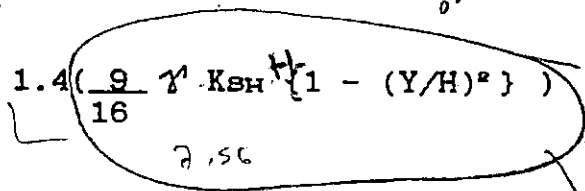
$U_{III} = 0.9 (\gamma Y K_{aH})$

donde:

$K_{aH} = K_a \cos \delta$
 $K_{SH} = K_s \cos \alpha$

0.2240 9973

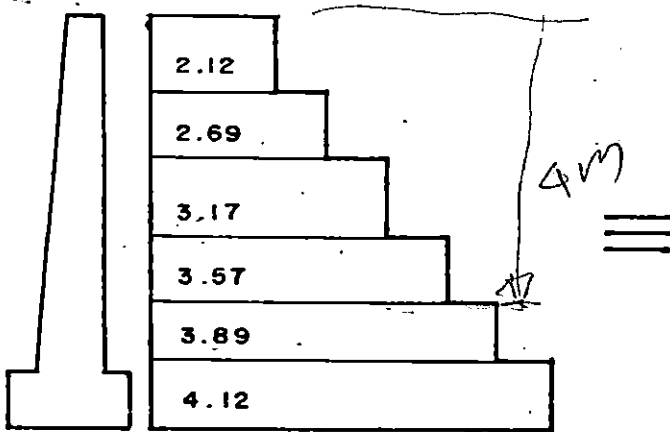
0.20547 2176
 0.21875
 0.23633



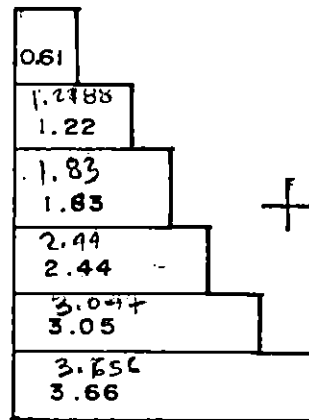
dedonde
 pag 329

CARGAS EN PANTALLAS

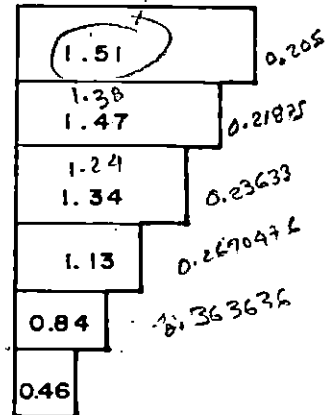
MAYORIZADAS



1.7 GRAVITACIONAL



1.4 x SISMO



MODELO

Conservadoramente $w_u = 4.12 \text{ T/m}$

$$M = \frac{w_u l^2}{10} = \frac{4.12 l^2}{10} \Rightarrow M = 0.412 l^2 \text{ (I)}$$

Según ACI sección 9.1.1.2

$$\phi M = \phi A_s f_y j u d \text{ si } d = 12 \text{ cm } e = 17 \text{ cm } \ell = 0.012$$

$$= 0.9 (0.012 \times 100 \times 12) (2800) (0.9) (12)$$

$$\phi M = 391910.4 \text{ kg - cm} \text{ (II)}$$

de (I) y (II)

$$l = \sqrt{\frac{391910.4}{0.41200}} \Rightarrow l = 3.08 \approx l = 3.1 \text{ mt}$$

$$l = 3.0 \text{ mt}$$

Tabla 9.5A

ACCION

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{6.0}{3.0} = 2 \leq 2 \quad \text{bidireccional}$$

CARGA EQUIVALENTE

$$w_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2 + q_3 \times l_3 + \dots + q_n \times l_n}{l_T}$$

$$w_{eq} = \frac{1 \times (2.12 + 2.69 + 3.17 + 3.57 + 3.89 + 4.12)}{6.0}$$

$$w_{eq} = 3.26 \text{ Ton/m}$$

Conservadoramente:

$$w_{eq} = 3.57 \text{ Ton/m}$$

REVISION POR CORTANTE

$$\phi V_c = 0.5 F_r \sqrt{f'c} \quad b d = 0.5(0.6) (\sqrt{210}) \times (100) (12) \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 5.21 \text{ Ton/m}$$

$$V_u = \frac{(l_1/2 - d) w_{eq}}{1 + (l_1/l_2)^2} = \frac{(3/2 - 0.12)(3.57)}{1 + (3/6)^2} \Rightarrow V_u = 4.85 \text{ Ton /m}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow \text{O.K.}$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE CONTRAFUERTES

Asumiendo que $b = 20$ cms puede generarse la tabla siguiente.

Evaluando a cada metro

Y (m)	V_u $1.7E_a + 1.4 E_s$	b (cm)	d (cm)	d proporcio- nado (cm)	ϕV_c Ton/m	Observa- ciones
1	1.8	20	13.79	14	1.82	OK
2	4.13	20	31.63	32	4.18	OK
3	6.9	20	52.85	53	6.92	OK
4	10.03	20	76.82	77	10.05	OK
5	13.43	20	102.86	103	13.45	OK
6	17.02	20	130.35	131	17.10	OK

$$\text{Si } \phi V_c = 0.85(0.53 \sqrt{f'c} bd)$$

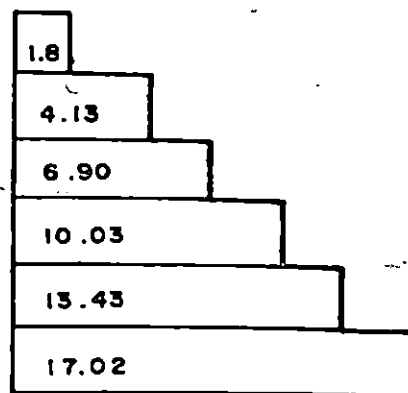
$$\phi V_c > V_u$$

$$V_u < 0.85 (0.53 \sqrt{210} (20) d \times 10^{-3})$$

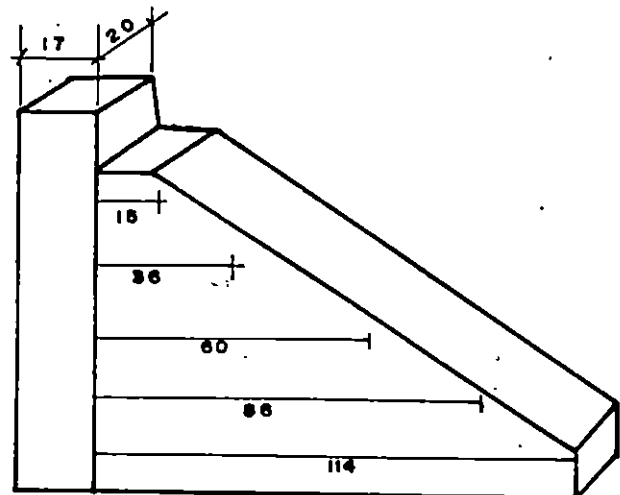
$$V_u < 0.130567 d$$

$$d > \frac{V_u}{0.130567}$$

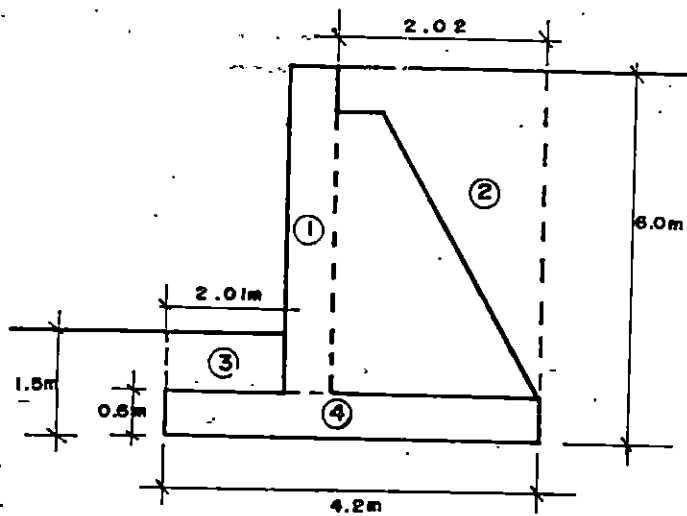
EMPUJES (ton/m)



datos en cms.



PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACION



La base de la cimentación⁵⁶
(0.4 a 0.7) H

Espesor de la cimentación
(0.08 a 0.12) H

$$e_{\max} = \frac{B}{6} = \frac{4.2}{6}$$

$$e_{\max} = 0.7$$

para fig. ②

$$\frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} = 2.0 \text{ Ton/m}$$

FIG		PESO(Ton)	BRAZO(m)	Mr(T-m)
1	0.17 x 5.4 x 2.4	2.2	2.1	4.62
2	2.02 x 5.4 x 2.0	21.82	3.19	69.61
3	2.01 x 0.9 x 1.6	2.89	1.0	2.89
4	0.6 x 4.2 x 2.4	6.05	2.1	12.71
		W _T = 32.96		Mr = 89.83

⁵⁶ "desarrollo de la comunidad San Antonio Abad", Peña, Juan, URS. 1990

DETERMINACION DE CARGAS DEL SUELO

$$q_{d1} = \frac{W_r}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{33.0}{4.2 \times 1} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.7}{4.2} \right)$$

$$q_{min} = 7.07 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{max} = 15.71 \text{ Ton/m}^2$$

ESTABILIDAD

$$(\text{VOLTEO}) \quad FSV = \frac{M_R}{M_A} = \frac{89.83}{46.57} = 1.93 > 1.2 \Rightarrow \text{OK}$$

$$M_v = 1.7 E_a \times H/3 + 1.4 E_{ae} (5/8 H)$$

(DESLIZAMIENTO)

$$FSD = \frac{E_p}{1.7E_a + 1.4E_{ae}} + \frac{f_f}{10.97 + 6.05} = \frac{1.8 + 20.77}{10.97 + 6.05} = 1.33 > 1.20 \Rightarrow \text{OK}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

$$K_p = 1 \text{ (Coulomb)}$$

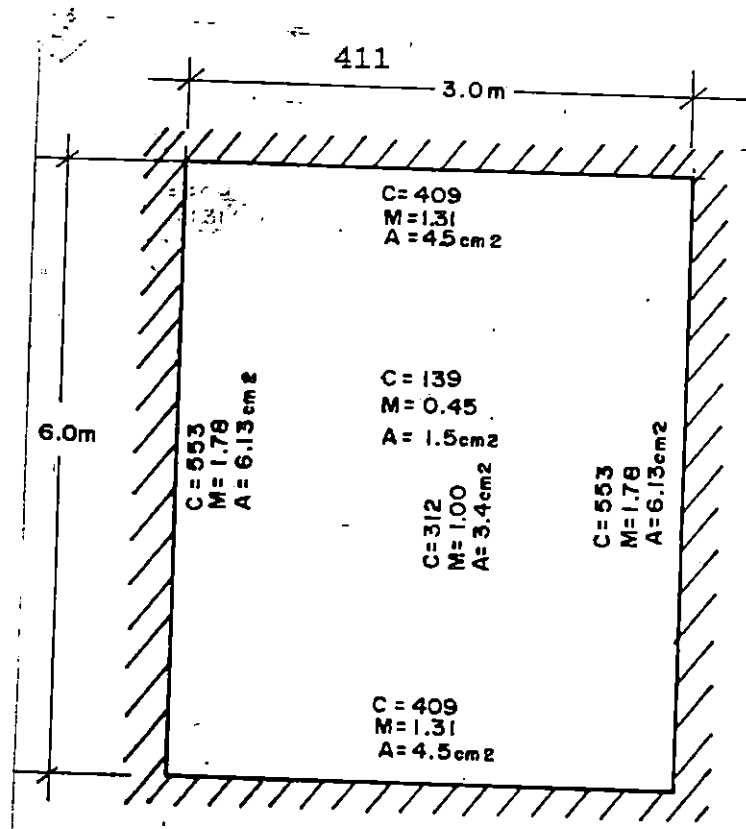
DISEÑO

- Momentos de diseño para pantalla

$$M = w e q l^2 \times \text{Coef} \times 10^{-4} \text{ (Ton-m/ml)}$$

$$M = 3.57 \times (3.0)^2 \times 10^{-4} \times \text{Coef}$$

$$M = 0.003213 \times \text{Coef} \text{ (tablero interno)}$$



POR MEDIO DE

$$m = l_1/l_2 = 3/6 = 0.5$$

$$M_u = \phi w f'_c (1 - 0.59 w) b d^2$$

calcúlese la cuantía de acero, sabiendo que:

$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

sustituyendo se obtiene:

$$\rho^2 \left(0.59 \frac{f_y}{f'_c} \right) - \rho + \frac{M_u}{\phi f_y b d^2} = 0$$

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 \left(0.59 \frac{f_y}{f'_c} \right) \left(\frac{M_u}{\phi f_y b d^2} \right)}}{2 \left(0.59 \frac{f_y}{f'_c} \right)}$$

$$\rho = \left(\frac{0.85 f'_c}{f_y} \right) - \sqrt{\left(\frac{0.85 f'_c}{f_y} \right)^2 - \frac{(0.85 f'_c) \left(\frac{2 Mu}{\phi f_y b d^2} \right)}{f_y}}$$

$$\rho = 0.06375 - \sqrt{0.004064 - 0.00035136 Mu} \quad ; \quad Mu = \text{Ton-m}$$

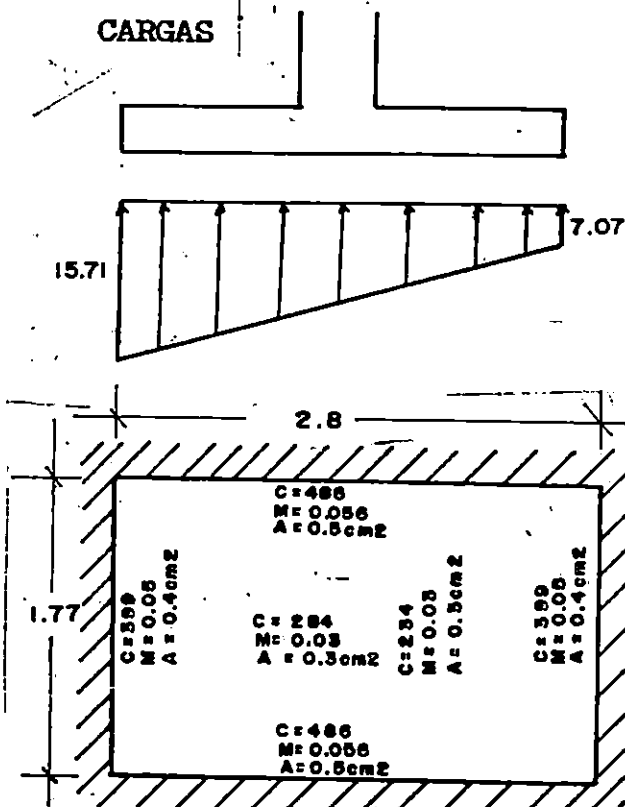
$$As = \rho b d$$

DISEÑO DE CONTRAFUERTE

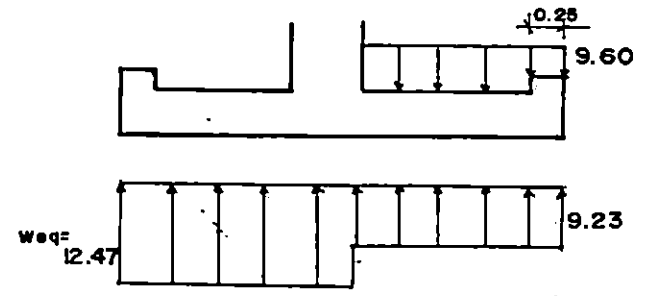
Y	b	d	Mu	ρ	Areq	Varillas	As prop.
1	20	14	2.85	0.0441	12.35	5 # 5 2 # 4	12.44
2	20	32	9.26	0.0216	13.83	5 # 5 4 # 4	14.98
3	20	53	19.25	0.0155	16.41	6 # 5 4 # 4	16.96
4	20	77	32.80	0.0121	18.68	7 # 5 4 # 4	18.94
5	20	103	49.93	0.01015	20.90	8 # 5 4 # 4	20.92
6	20	131	70.62	0.00877	22.97	8 # 5 6 # 4	23.46

DISEÑO DE FUNDACION

CARGAS



$$m = \frac{1.77}{2.80} = 0.63$$



Por ACI Ec. 9.12

$$h \geq \frac{\ln (800 + 0.071 f_y)}{36000 + 5000 \beta (1 + \beta_s)}$$

$$h \geq \frac{280(800 + 0.071 \times 2800)}{36000 + 5000 (280) (1 + 1)} \times \frac{177}{177}$$

$$h \geq 5.4 \text{ cms}$$

$$h = 10 \text{ cms} \quad \left. \begin{array}{l} \text{Secc 9.5.3} \\ \text{ACI 318 - 83} \end{array} \right\}$$

$$d = 5 \text{ cms}$$

MOMENTO DE DISEÑO EN TALON

$$M = w_{eq} l_1^2 \times \text{Coef} \times 10^{-4}$$

$$M = 0.37 (1.77)^2 \times 10^{-4} \text{ Coef}$$

$$M = 0.000116 \times \text{Coef}$$

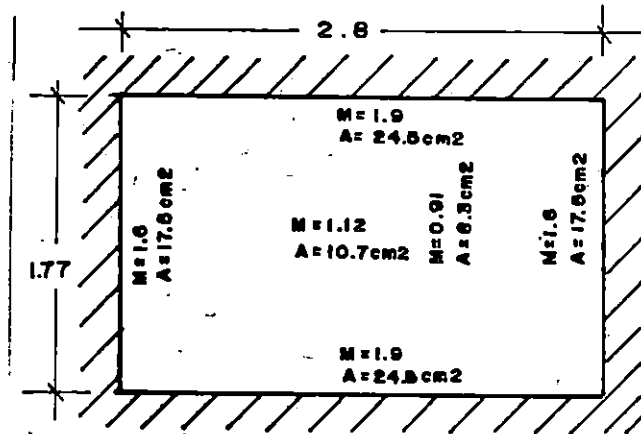
Como todas las áreas menores que aceromínimo, proporcionar:

$$A_{min} = 0.002 \text{ bd}$$

$$A_{Bmin} = 1 \text{ cm}^2$$

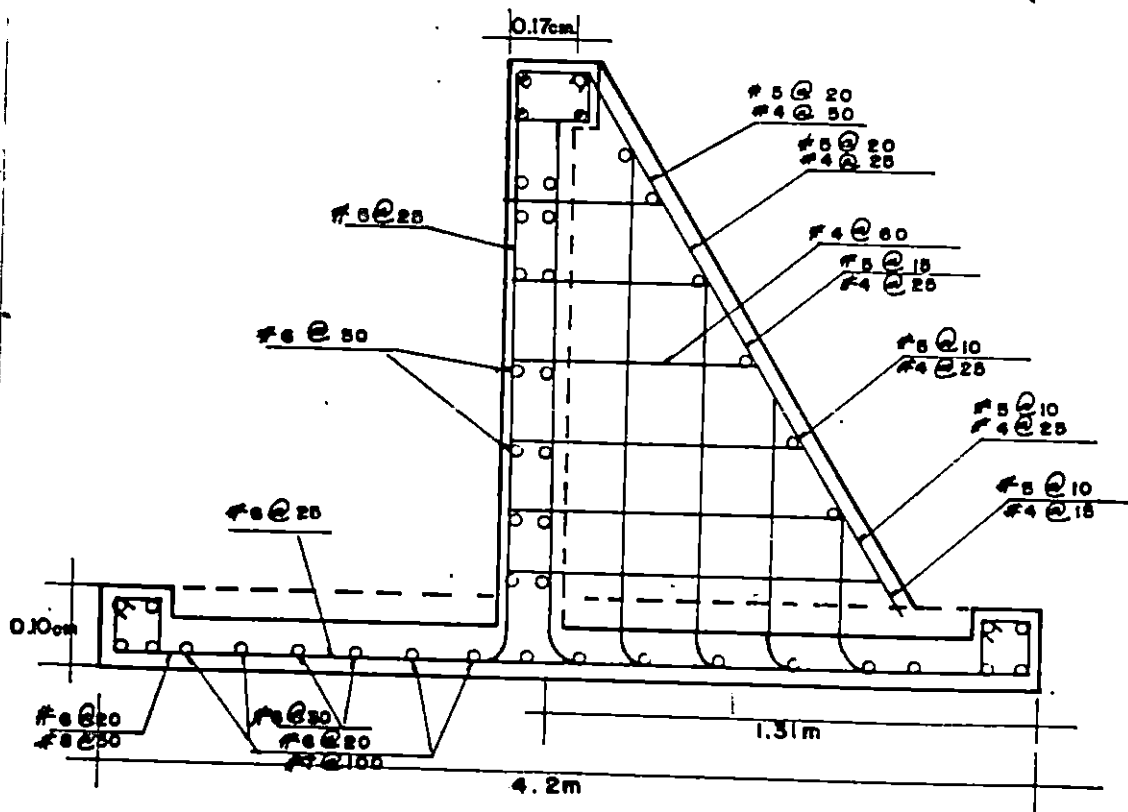
MOMENTOS DE DISEÑO PARA PUNTERA

$$\begin{aligned}
 M &= w_{eq} l_1^2 \times \text{Coef} \times 10^{-4} \\
 &= 12.47 (1.77)^2 \times 10^{-4} \text{ Coef} \\
 M &= 0.0039 \times \text{Coef}
 \end{aligned}$$



Puede generarse un cuadro, así:

DIRECCION	TABLERO		CLASIFICACION	n = l ₁ / l ₂	COEF. MOMENTO		M _u (Ton-m)	As nec.	DETALLADO PROPUESTO
	N _o	W _u / l ₁			SECCION	C			
x - x	I	12.47	interior	0.63	int (-)	399	-1.6	17.5	#6 @ 20 #7 @ 100
		1.77			centro(+)	234	0.91	8.3	#6 @ 30
					int (-)	399	-1.6	17.5	#6 @ 20 #7 @ 100
Y - Y	I	12.47	interior	0.63	int (-)	486	-1.9	24.5	#6 @ 20 #8 @ 30
		1.77			centro(+)	284	1.12	10.7	#6 @ 25
					int (-)	486	-1.9	24.5	#6 @ 20 #8 @ 30



ESTABILIDAD FINALVOLTEO

$$FSV = \frac{M_R}{M_v} = \frac{82.32}{46.57} = 1.77 > 1.2 \Rightarrow \text{OK}$$

FIG	W x BRAZO	M _R (T - m)
1	2.4 x 2.1	5.04
2	21.82 x 3.19	69.61
3	4.50 x 1.0	4.50
4	1.51 x 2.1	3.17
	Σ W x BRAZO = 30.23	Σ M _R = 82.32

DESLIZAMIENTO

$$FSD = \frac{E_p + f_r}{1.7 E_a + 1.4 E_s} = \frac{1.8 + 19.1}{6.45 + 4.32} = 1.94 > 1.20 \Rightarrow \text{OK}$$

ESTABILIDAD DE SUELO

$$FSC = \frac{q_c}{q_{\max}}$$

$$q_c = \gamma D_f N'_q + 1/2 B \gamma N'_\gamma$$

$$= 1.6 (1.5)(12.5) + 1/2 (4.2)(1.6)(10.1)$$

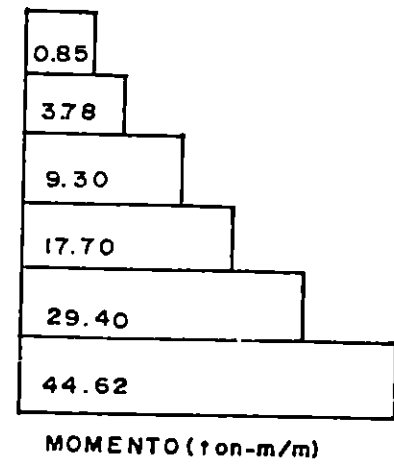
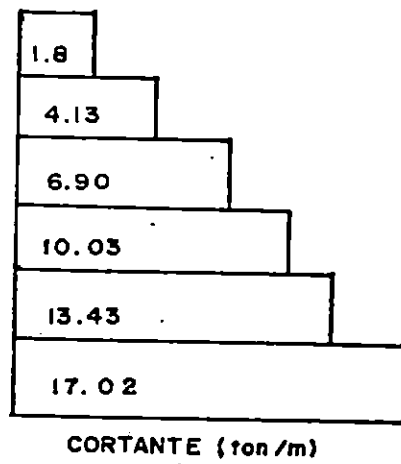
$$q_c = 63.94 \text{ Ton/m}^2$$

$$FSC = \frac{63.94}{15.71} = 4.1 > 2.0 \Rightarrow \text{OK}$$

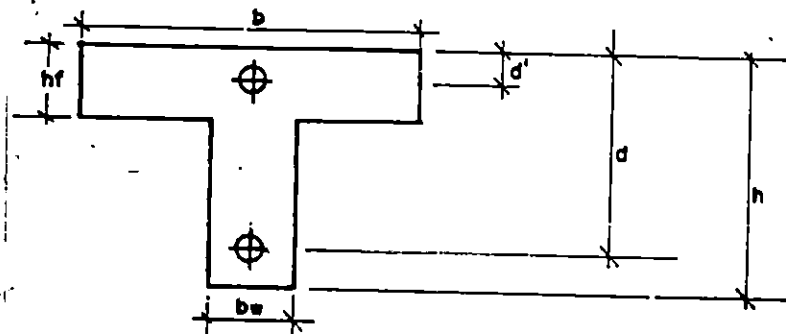
APENDICE D

DISEÑO DE MURO DE MAMPOSTERIA REFORZADA

del problema de C/R:



DISEÑO DE PANTALLA



SECCION TIPICA A UTILIZAR

DATOS:

$$E_m = 1000 f'm; f'm = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 90000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2039000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = 22.6$$

$$f_s = 0.6 f_y \text{ ó } 0.5 f_y$$

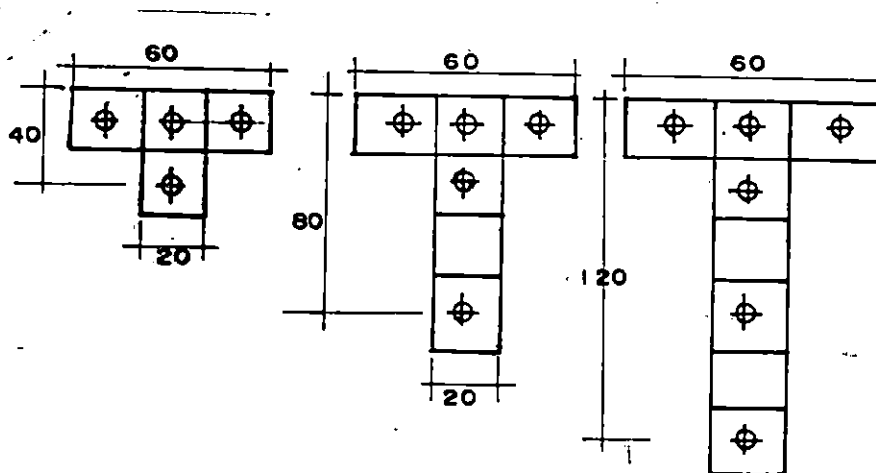
$$f_m = 0.33 f'm$$

$$\rho = A_s/bd; \quad K = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho$$

Conociendo que:

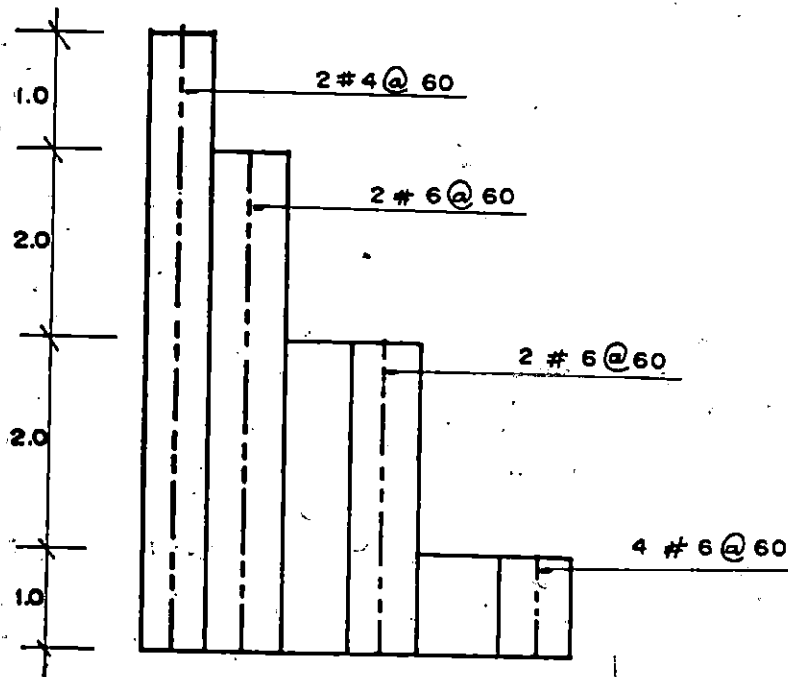
$$v = \frac{V}{l.t}$$

$$t = \frac{V}{l.v}$$

SECCIONES TIPICAS

b (cms)	h (cms)	As	As	As	As	As	Id
		d*	d	d	d	d	
60	20	2 # 4	-	-	-	-	3.3
		2.15	-	-	-	-	
		10	-	-	-	-	
60	40	2 # 4	2 # 6	-	-	-	9.4
		2.16	5.7	-	-	-	
		10	30	-	-	-	
60	80	2 # 4	2 # 6	2 # 6	-	-	15.3
		2.16	5.7	5.7	-	-	
		10	30	70	-	-	
60	120	2 # 4	2 # 6	2 # 6	4 # 6	-	26.7
		2.16	5.7	5.7	11.4	-	
		10	30	70	110	-	

* unidades en cms



REFUERZO DE PANTALLA

REFUERZO POR CORTANTE EN PANTALLA

BASE DEL MURO (120 cms)

$$\checkmark = v/bw.d$$

$$\checkmark_{adm} = 0.29 \sqrt{f'c} = 2.75 \text{ kg/cm}^2 < 4.02 \text{ kg/cm}^2$$

Diseñado para $V = 10,212 \text{ kg}$

$$S = \frac{Av_dfy}{V}; S = 19.3 \text{ cms}$$

usar estribos No. 2 c/hilada

Para sección de 80 cms:

$$V = 5,628 \text{ kg}$$

$$\checkmark = 4.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 22.29 \text{ cms}$$

usar estribos No. 2 c/hilada

Para sección de 40 cms

$$V = 2,478 \text{ kg}$$

$$\checkmark = 4.13 > 4.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\checkmark = 4.02 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow V = 2412 \text{ kg}$$

$$S = 22.28 \text{ cms}$$

usar estribos No. 2 c/hilada

Refuerzo horizontal en pantalla (mín = 0.0007)

$$S_v = \frac{A_s h}{\min x t} \Rightarrow S_v = 45.71$$

usar 2 estribos No. 2 c/2 hiladas

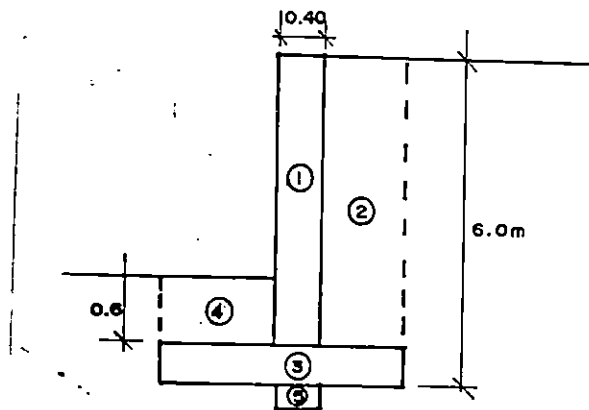
ESTABILIDAD DEL MURO

- altura de muro = H = 6 - 0.5 = 5.5 mts.
- losa de cimentación = 0.55 (6) = 3.3 mt
probar = 3.5 mts = L

(Método alternativo, se puede analizar losa igual que C/R)

- espesor de losa cimentación : e = 8% (6) = 0.48 mts
e ≈ 50 cms
- puntera : L/3 = 1.17 ≈ 1.2 mts
- $\mu = \tan (2/3 \phi) = 0.43$

ELEMENTO	W = A x L x	W (Ton)	Braza "0" (mt)	MR (T - m)
1	0.4 x 5.5 x 2.0	4.4	1.4	6.16
2	1.9 x 5.5 x 1.6	16.72	2.55	42.64
3	0.5 x 3.5 x 2.4	4.2	1.75	7.35
4	1.2 x 0.6 x 1.6	1.15	0.6	0.69
5	0.5 x 0.5 x 2.4	0.6	1.65	0.99
TOTAL		27.07		57.84

VOLTEO

$$FSV = \frac{57.84}{46.57} = 1.24 > 1.2 \Rightarrow \text{OK}$$

DESLIZAMIENTO

$$q = \frac{Wr}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

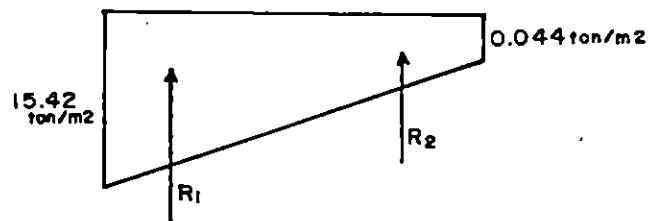
$$= \frac{27.07}{3.5 \times 1} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.58}{3.5} \right)$$

$$q_{\min} = 0.044 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\max} = 15.42 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_r = R_1 \times \tan \phi + R_2 \times \mu$$

$$FSD = \frac{E_p + f_r}{\Sigma E} = \frac{1.8 + 16.27}{6.45 + 4.32} = 1.6 > 1.2 \Rightarrow \text{OK}$$



NOTA: El detallado de la cimentación se realiza de la misma manera que la del muro de concreto reforzado (ver ejemplo en Apéndice C)

A N E X O S

Anexo 1

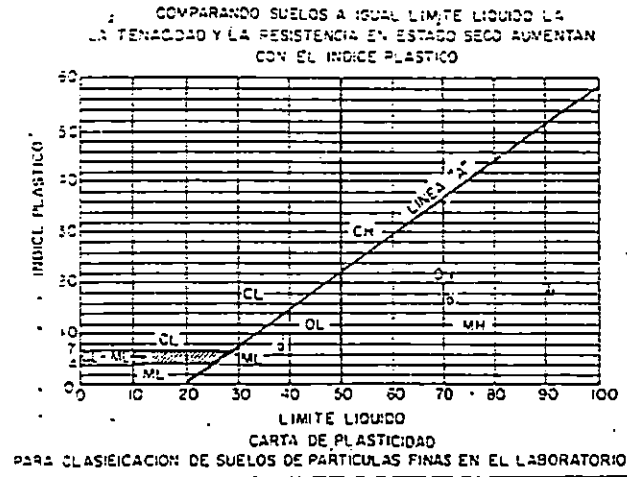
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS
INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

estimadas	SIMBOLOS DEL GRUPO (a)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO
presencia	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	Desse el nombre típico, inclúyense los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis	Coefficiente de uniformidad (C _u), Coeficiente de curvatura (C _c) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$, entre 1 y 3
ausencia	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos		No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW
con véase	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		Límites de plasticidad abajo de la "línea A" o I _p menor que 4
de CL abajo	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla		Arriba de la "línea A" y con I _p entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles
ausencia	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	Para los suelos inalterados agréguese información sobre estructura, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje	Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con I _p mayor que 7
ausencia	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos		$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 6, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$, entre 1 y 3
con véase	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo		No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW
de CL abajo	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla		Límites de plasticidad abajo de la "línea A" o I _p menor que 4
			Para los suelos inalterados agréguese información sobre estructura, estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje	Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con I _p mayor que 7
Tabla N° 40				
ausencia cerca de plástico				
Nada	ML	Limos inorgánicos de baja plasticidad, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos	Desse el nombre típico, inclúyense el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis	EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS U-S-B-C-E M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduada L-Baja compresibilidad H-Arena O-Arcilla Q-Turba P-Mal graduada **-Alta compresibilidad
Media	CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres		
Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad		
media a media	MH	Limos inorgánicos, limos inorgánicos a diatomáceos, limos elásticos	Para los suelos inalterados agréguese información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto en estado inalterado como remoldeado, condiciones de humedad y drenaje	
Alta	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas		
media a media	OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad		
ausencia fibrosa	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos	EJEMPLO Limo arcilloso, café, ligeramente plástico, porcentaje reducido de arena fina, numerosas agujeras verticales de raíces; limo y seco en el lugar, loess. [ML]	

Úsese la curva granulométrica para identificar los límites de plasticidad en la columna de identificación en el campo

Determinar el porcentaje de finos (fracción que pasa la malla N°200) y utilizarlo para clasificar los suelos en los cuadros de clasificación de los suelos. Menos de 5% GW, GP, SW, SP; 5% a 12% GM, GC, SM, SC; más de 12% G, S. Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles

EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS
U-S-B-C-E M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduada L-Baja compresibilidad
H-Arena O-Arcilla Q-Turba P-Mal graduada **-Alta compresibilidad



se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo: GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cemento arcilloso

ANEXO 2

RESULTADOS DE EVALUACION DE EMPUJE ACTIVO

A. EVALUACION DE EMPUJE ACTIVO ESTATICO PARA DIFERENTES CONDICIONES DE SUELO Y MURO

TABLA A

H = 5.00; $\gamma = 1,500 \text{ kg/m}^3$; $\phi = 30^\circ$; $i = 0$; $w = 0$; $\delta = 0$

	RANKINE (kg/m)	COULOMB (kg/m)
$\phi = 30^\circ$ $c = 0$	6,250.00	6,250.00
$\phi = 30^\circ$ $c = 500 \text{ kg/m}^2$	3,363.25	----1
$\phi = 30^\circ$ $c = 1000 \text{ kg/m}^2$	476.50	----1

TABLA B

H = 5.00; $\gamma = 1,600 \text{ kg/m}^3$; $\phi = 35^\circ$; $i = 0$; $w = 0$; $\delta = 0$

	RANKINE (kg/m)	COULOMB (kg/m)
$\phi = 35^\circ$ $c = 0$	5,419.80	5,419.80
$\phi = 35^\circ$ $c = 500 \text{ kg/m}^2$	2,816.96	----1
$\phi = 35^\circ$ $c = 1000 \text{ kg/m}^2$	214.13	----1

¹ El procedimiento de cálculo lleva a un proceso de tanteos para determinar E_a (no considerado en este documento)

TABLA C

H = 5.00; $\gamma = 1,500 \text{ kg/m}^3$; $\phi = 30^\circ$; $i = 15$; $w = 15$; $\delta = 15^\circ$

	RANKINE (kg/m)	COULOMB (kg/m)
$\phi = 30^\circ$ $c = 0$	6,992.81	10,161.15
$\phi = 30^\circ$ $c = 500 \text{ kg/m}^2$	3,939.33	---2
$\phi = 35^\circ$ $c = 500 \text{ kg/m}^2$	885.85	---2

B. EVALUACION DEL EMPUJE ACTIVO DINAMICO CONSIDERANDO DIFERENTES CONDICIONES DE SUELO Y MURO

TABLA D

H = 5.0 m; $\gamma = 1,500 \text{ kg/m}^3$; $\phi = 30^\circ$; $i = 0$; $w = 0$; $\delta = 0$

	REDSSES (kg/m)	B-SEED (kg/m)	DM 7.2 (kg/m)	MONONOBE (kg/m)
ZONA 1	9,253.83	9,061.88	8,346.48	8,314.31
ZONA 2	7,712.82	7,655.63	7,096.07	7,128.56

² El procedimiento de cálculo lleva a un proceso de tanteos para determinar E_a (no considerado en este documento)

TABLA E

$H = 5.0 \text{ m}$; $\gamma = 1,600 \text{ kg/m}^3$; $\phi = 35^\circ$; $i = 0$; $w = 0$; $\delta = 0$

	REDSSES (kg/m)	B-SEED (kg/m)	DM 7.2 (kg/m)	MONONOBE (kg/m)
ZONA 1	8,654.08	8,419.80	6,482.17	7,425.07
ZONA 2	6,991.68	6,919.80	6,261.06	6,289.54

TABLA F

$H = 5.0 \text{ m}$; $\gamma = 1,500 \text{ kg/m}^3$; $\phi = 30^\circ$; $i = 15$; $w = 15$; $\delta = 15^\circ$

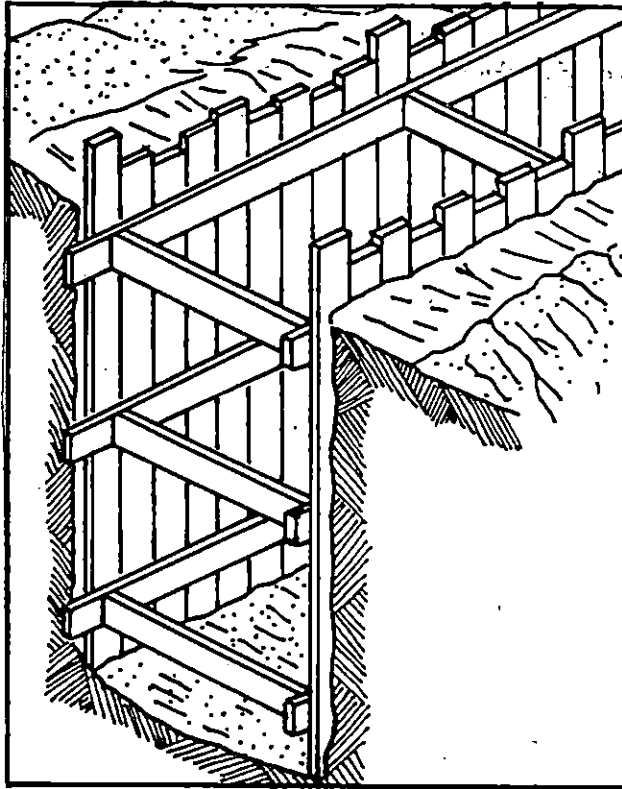
	REDSSES (kg/m)	B-SEED (kg/m)	DM 7.2 (kg/m)	MONONOBE (kg/m)
ZONA 1	9,982.97	8,464.06	17,262.56	17,330.42
ZONA 2	8,451.22	7,057.81	12,353.47	12,342.76

ANEXO 3

PROPIEDADES DE LA MADERA

ESPECIE DE LA MADERA	PESO ESPECIFICO x 1000(kg/m ³)	MODULO DE ELASTICIDAD (kg/cm ²)	RESISTENCIA DE LAS FIBRAS KIFER. EN FLEXION	PESO POR PIE CUBICO (lbs)	PESO POR PIE CUBICO (kgs)
Brazil	0.7286	60.200	420	45.50	20.70
Caoba	0.6686	95.900	690	41.60	18.90
Cedro	0.7395	36.400	560	46.20	21.00
Cedro Zapote	0.7233	51.000	560	45.20	20.50
Ciprés	0.4980	34.000	573	31.00	14.10
Capinol	0.9812	182.500	1250	61.30	27.80
Cortez Blanco	0.5166	34.000	430	32.30	14.70
Granadillo	1.0297	165.000	935	64.20	29.10
Guachipilin	0.8623	91.000	914	53.80	24.40
Ocillibrite	1.0362	166.900	1270	64.70	29.40
Leaso	0.8740	57.400	695	54.60	24.80
Igamao	0.9171	136.700	930	57.25	26.00
Laurel Prieto	0.9013	86.500	800	56.30	25.60
Madre - Cacao	0.9322	109.000	970	58.20	26.40
Hombre	0.9093	112.300	800	56.80	25.80
Kaxcal	1.1976	200.700	1134	74.80	34.00
Kora	0.8779	99.200	1050	54.80	24.90
Nispero	1.1362	104.400	1000	70.90	32.20
Pino	0.7174	68.300	630	44.80	20.30
Quebracho	1.1350	143.500	1210	70.90	32.20
Quina	0.8266	80.100	730	51.60	23.40
Roble	1.0346	195.200	1030	64.60	29.30
Laurín	1.0963	86.200	890	68.40	31.00
Salmo	0.8081	76.300	760	50.40	22.90
Tempiague	0.9504	125.800	1080	59.30	26.90
Volador	0.6215	67.800	520	38.80	17.60
Ynabte	0.8651	121.900	682	54.80	24.85
Laural Blanco	0.7464	81.500	682	46.60	21.14
Maguilishant	0.7060	40.800	436	44.00	20.00
Kogal	0.6048	51.500	443	37.75	17.12
Chupulatlape	0.9200	112.500	767	57.40	26.04
Chichipe	0.0729	139.600	794	66.98	30.38
Concente	0.3577	12.000	255	22.33	10.13

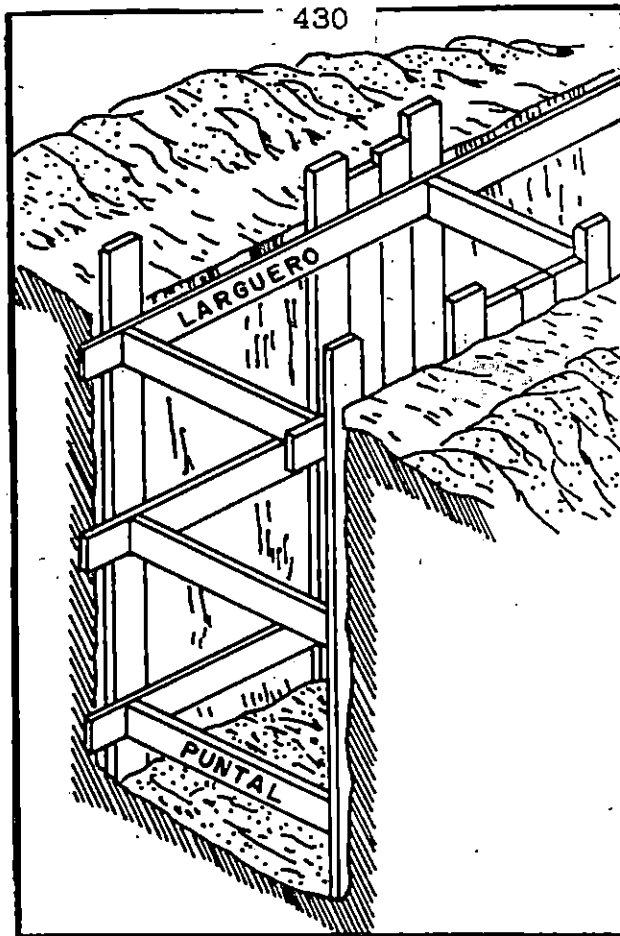
**ANEXO 4
DISPOSICIONES Y REQUERIMIENTOS
PARA ADEMÉS**



**APUNTALAMIENTO CON TABLAS VERTICALES
ESTRECHAMENTE UNIDAS
(NAVFAC DM 7.2)**

ZANJA		VERTICALES		HORIZONTALES		PUNTALES	
ANCHO	PROFUNDIDAD	TAMANO	ESPACIO HORIZONTAL	TAMANO	ESPACIO VERTICAL	TAMANO	ESPACIO HORIZONTAL
≤ 42"	4' a 10'	2" x 6"	Cerrado	4" x 6"	(a)	4" x 6"	6' c-c
> 42"	4' a 10'	2" x 6"	Cerrado	4" x 6"	(a)	4" x 6"	6' c-c
≤ 42"	10' a 15'	2" x 6"	Cerrado	4" x 6"	(b)	4" x 6"	6' c-c
≤ 42"	> 15'	2" x 6"	Cerrado	4" x 12"	4' c-c	4" x 12"	6' c-c

Cerrado: Elementos verticales unidos estrechamente
 c - c: Centro a centro
 (a) Mínimo: dos horizontales, uno en la parte superior y otro en el fondo
 (b) Mínimo: dos puntales de 7' de profundidad y 3 x 10"
 (c) Mínimo: Tres horizontales ubicados en la parte superior, el centro y el fondo
 (d) Mínimo: Tres puntales de 13' de profundidad y 4 x 15"



**BOSQUEJO DE APUNTALAMIENTO
(NAVFAC DM 7.2)**

ZANJA		VERTICALES		HORIZONTALES		PUNTALES	
ANCHO	PROFUNDIDAD	TAMANO	ESPACIO HORIZONTAL	TAMANO	ESPACIO VERTICAL	TAMANO	ESPACIO HORIZONTAL
≤ 42"	4' a 10'	2" x 6"	3' c - c	4" x 6"	(a)	4"x6" (b)	6' c-c
> 42"	4' a 10'	2" x 6"	3' c - c	4" x 6"	4' c - c	4"x6" (b)	6' c-c
≤ 42"	10' a 15'	2" x 6"	3' c - c	4" x 6"	(c)	4"x6" (d)	6' c-c
≤ 42"	≥ 15'	2" x 6"	Cerrado	4" x 12"	4' c - c	4"x12"	6' c-c

Cerrado:

Elementos verticales unidos estrechamente

c - c:

Centro a centro

(a) Mínimo:

dos horizontales, uno en la parte superior y otro en el fondo

(b) Mínimo:

dos puntales de 7" de profundidad y 3 x 10"

(c) Mínimo:

Tres horizontales ubicados en la parte superior, el centro y el fondo

(d) Mínimo:

Tres puntales de 13" de profundidad y 4 x 15"

REQUISITOS MINIMOS PARA EXCAVACIONES CON PUNTALES
(Tomado del NAVFAC DM 7.2)

TAMANO Y ESPACIO DE LOS MIEMBROS												
PROF. DE EXCAVACION (pies)	CONDICION DEL SUELO	VERTICALES		HORIZONTALES		PUNTALES REFORZADOS					ESPACIAMIENTO MAXIMO	
		DIMENSION MINIMA	ESPACIO MAXIMO	DIMENSION MINIMA	ESPACIO MAXIMO	ANCHO DE EXCAVACION					VERTICAL PIES	HORIZONTAL PIES
						3'	4'-6'	7'-9'	10'-12'	13'-15'		
		PULGADAS	PIES	PULGADAS	PIES	PULGADAS	PULGADAS	PULGADAS	PULGADAS	PULGADAS	PIES	PIES
5 a 10	COMPACTO DURO	3x4 & 2x6	6	-	-	2x6	4x4	4x6	6x5	6x8	4	6
		3x4 & 2x6	3	4x6	4	2x6	4x4	4x6	6x6	6x8	4	6
	BLANDO, ARENOSO O RELLENADO	3x4 & 2x6	ENTABLADO UNIDO	4x6	4	4x4	4x6	6x6	6x8	8x8	4	6
		3x4 & 2x6	ENTABLADO UNIDO	6x8	4	4x4	4x6	6x6	6x8	8x8	4	6
11 a 15	DURO	3x4 & 2x6	4	4x6	4	4x4	4x6	6x6	6x8	8x8	4	6
	PROBABLEMENTE AGRIETADO	3x4 & 2x6	2	4x6	4	4x4	4x6	6x6	6x8	8x8	4	6
		BLANDO, ARENOSO O RELLENADO	3x4 & 2x6	ENTABLADO UNIDO	4x6	4	4x6	6x6	6x8	8x8	8x10	4
	PRESION HIDROSTATICA	3 x 6	ENTABLADO UNIDO	8x10	4	4x6	6x6	6x8	8x8	8x10	4	6
16 a 20	TODO TIPO DE CONDICION	3 x 6	ENTABLADO UNIDO	4x12	4	4x12	6x8	8x8	8x10	10x10	4	6
más de 20	TODO TIPO DE CONDICIONES	3 x 6	ENTABLADO UNIDO	6x8	4	4x12	8x8	8x10	10x10	10x12	4	6

ANEXO 5
CUADRO RESUMEN PARA CALCULO DE MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA

ANALISIS DE CARGAS VERTICALES									
FIG (#)	BASE (m)	ALTURA (m)	AREA (m ²)	P. Vol (T/m ³)	Peso (W) (Ton)	Brazo (Xo) (m)	Mo (T-m)	Brazo (Xcg) (m)	Mcg (T-m)
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
TOTAL									

ANALISIS DE CARGAS HORIZONTALES			
DESCRIPCION	FUERZA (Ton)	BRAZO (Yo) (m)	Mo (T-m)
EMPUJE PASIVO (Ep)			
FUERZA DE FRICCION EN BASE DEL MURO (fx)			
FUERZA DE FRICCION EN DIENTE (fx)			
TOTAL			
EMPUJE ACTIVO ESTATICO (Ea)			
EMPUJE ACTIVO DINAMICO (Eae)			
TOTAL			

REVISION DE ESTABILIDAD GENERAL	
REVISIONES	G + SISMO (MAS CRITICA)
DESPLAZAMIENTO: γ_s	
VOLTEO : γ_s	
ECCENTRICIDAD: e	
FATIGA DEL SUELO : q_{adm}	
SUELO : q_{adm}	

DATOS GENERALES

Coefficiente de rozamiento

Empuje Activo K_a

Empuje Pasivo K_p

Empuje Sismo K_{ho}

Peso Volumétrico Suelo (T/m³)

Peso Volumétrico muro (T/m³)

Cohesión (T/m²)

(9) - SOBRECARGA

