

881215

2

2e

UNIVERSIDAD ANAHUAC

ESCUELA DE INGENIERIA

CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



UNIVERSIDAD ANAHUAC

VINCE IN BONO MALUM

MUROS DE RETENCION

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

CARLOS ALBERTO GONZALEZ CUETO DOMINGUEZ

MEXICO, D. F.

FALLA DE ORIGEN

1987



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

PAG.

INTRODUCCION

TEORIA DE MUROS DE RETENCION	1
------------------------------	---

CAPITULO I

GENERALIDADES	7
1.1 Usos principales del muro de retención	7
1.2 Nomenclatura en muros de retención	12
1.3 Tipos principales de muros de retención	13

CAPITULO II

TEORIAS PARA EL CALCULO DE EMPUJES DE TIERRAS	18
2.1 Introducción	18
2.2 Teoría de Rankine para empuje de tierras	18
2.3 Teoría de Coulomb	40
2.4 Demostración de Rebhanns	49
2.5 Método de Culmann	54
2.6 Método semiempírico de Terzaghi para el cálculo del empuje contra un muro de retención	60

CAPITULO III

CONSIDERACIONES GENERALES EN EL DISEÑO	68
--	----

	PAG.
3.1 Dimensiones comunes	68
3.2 Principios fundamentales de diseño	74
3.3 Presión admisible del suelo	80
3.4 Obras de drenaje en el muro	85
3.5 Efectos de expansión y contracción	91

CAPITULO IV

EJEMPLO NUMERICO DE UN MURO DE GRAVEDAD	98
Solución	98
Dimensiones tentativas	99
Cálculo de la estabilidad del muro	100
Cálculo de la estabilidad del muro contra el volteo	102
Cálculo de la resistencia contra el deslizamiento	103
Revisión por carga admisible	105
Presión admisible del suelo	105
Drenaje	107

CAPITULO V

MUROS EN CONTRAFUERTE	111
5.1 Diseño de la losa del muro	111
5.2 Diseño del pie del muro	117
5.3 Diseño del talón del muro	119
5.4 Contrafuertes	128
5.5 Ejemplo numérico de un muro en contrafuerte	

	PAG.
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	163
BIBLIOGRAFIA	166
INDICE DE FIGURAS	
1 Estudio del plano inclinado presentado por Bellidor	2
2 Muro de retención según Bellidor	2
3 Muro de retención según Coulomb	5
1.1 Corte para un camino	7
1.2 Relleno para caminos	8
1.3 Terraplén para camino o ferrocarril	8
1.4 Sección en balcón para un camino o un ferrocarril	9
1.5 Sección en corte para camino o ferrocarril	9
1.6 Evitar fallas en construcciones	10
1.7 Estribo de retención	10
1.8 Lecho de un canal en corte	11
1.9 Almacenamiento de materiales granulares	11
1.10 Muro de retención para agua y tierra	12
1.11 Nomenclatura en muros de retención	12
1.12 Muros de gravedad	13
1.13 Muros en semigravedad	14
1.14 Muros en cantilever	15
1.15 Muros en contrafuerte	15
1.16 Muro en compresión	16

1.17	Muro en criba	17
2.1	Empujes en un punto de suelo no cohesivo	19
2.2	Elemento diferencial de la fig. 2.1	20
2.3	Representación de Mohr	22
2.4	Estado de falla pasiva de un material no cohesivo	23
2.5	Estado de falla activa de un material no cohesivo	24
2.6	Dirección de movimiento y resistencia al cortante. Caso Activo	25
2.7	Dirección de movimiento y resistencia al corte. Caso Pasivo	26
2.8	Relación entre la presión del suelo y dirección del movimiento	27
2.9	Diagrama de Mohr para el estado de falla pasiva	28
2.10	Líneas de falla para el caso pasivo	31
2.11	Diagrama de Mohr para el estado de falla activa	32
2.12	Líneas de falla para el caso activo	34
2.13	Movimiento necesario del muro para estar en los distintos estados	35
2.14	Fuerzas actuantes en un muro según Rankine	36
2.15	Diagrama de cuerpo libre de la fig. 2.14	37
2.16	Punto de aplicación del empuje de tierras	39
2.17	Plano de falla según Coulomb	40
2.18	Cuña de falla en un muro de retención	41
2.19	Fuerzas actuantes en el muro	43
2.20	Sistema de fuerzas de la fig. 2.19	44

2.21	Cuña de falla Caso Pasivo	46
2.22	Polígono de fuerzas de la cuña de falla	47
2.23	Sección en corte de un muro para la demostración de Rabhanns	50
2.24	Polígono de fuerzas de la fig. 2.23	51
2.25	Método de Culmann en un muro de gravedad	55
2.26	Método de Culmann en un muro de cantilever	56
2.27	Punto de aplicación del empuje	58
2.28	Localización del punto de aplicación del empuje cuando existe carga puntual o lineal	59
2.29	Localización del punto de aplicación cuando la carga concentrada se encuentra por fuera de la cuña de falla	60
2.30	Gráficas para determinar el empuje de rellenos con superficie plana, según Terzaghi	63
2.31	Gráficas para determinar el empuje de rellenos en terraplén, con remate	65
2.32	Cálculo de la influencia de una sobrecarga lineal	66
3.1	Dimensiones recomendables para un muro de gravedad	69
3.2	Dimensiones frecuentes de un muro en cantilever	70
3.3	Proporcionamiento de la base para que la resultante caiga en el tercio medio	71
3.4	Dimensiones tentativas de un muro en contrafuerte	73
3.5	Criterio de volteo en un muro de retención	74
3.6	Estabilidad del muro contra el deslizamiento	77
3.7	Tipos de bases para incrementar la resistencia al deslizamiento	78

3.8	Estabilidad del muro contra el deslizamiento, utilizando un tacón al final del talón	79
3.9	Curvas para encontrar la profundidad del tacón para tener un factor contra el deslizamiento de 1.5	80
3.10	Factores de reducción por cargas excéntricas	85
3.11	Corte de un muro mostrando el lloradero para rellenos permeables	86
3.12	Dren longitudinal	87
3.13	Dren para rellenos semipermeables	88
3.14	Sistema de drenaje para rellenos que tengan material granular fino	89
3.15	Sistema de drenaje utilizado para material de relleno arcilloso	90
3.16	Drenaje de fondo para acelerar la consolidación de un relleno cohesivo	90
3.17	Junta de construcción	92
3.18	Juntas de construcción	92
3.19	Junta de expansión en un muro	93
3.20	Junta de construcción usada como junta de construcción en un muro	94
3.21	Junta de expansión a la mitad del contrafuerte	95
3.22	Junta de expansión en el centro de un contrafuerte	96
3.23	Juntas de expansión en muros en contrafuerte	96
4.1	Dimensiones del muro	99
4.2	Perforaciones en el tubo de drenaje	108
4.3	Granulometría del material filtrante	109

5.1	Diagrama de presiones normales	111
5.2	Coefficientes horizontales para el cálculo del momento flexionante para un muro en contrafuerte con juntas de expansión a la mitad del tablero	113
5.3	Coefficientes horizontales para el cálculo del momento flexionante para un muro con juntas de expansión en el contrafuerte	113
5.4	Fuerzas actuantes en el pie del muro	118
5.5	Fuerzas actuantes en el talón del muro	120
5.6	Análisis de la componente vertical de P_2	121
5.7	Distribución de la componente P_3	122
5.8	Efecto de la transmisión del momento del pie de la franja libre	124
5.9	Efecto de la transmisión del momento del pie	124
5.10	Distribución de las fuerzas debidas al momento transmitido	125
5.11	Distribución de presiones equivalentes	125
5.12	Representación de las presiones	127
5.13	Fuerzas actuantes en el contrafuerte	128
5.14	Porción de la losa del muro actuante en el cálculo del contrafuerte; brazo del contrafuerte	129
5.15	Refuerzo en un muro en contrafuerte	130
5.16	Ancho efectivo a considerar en el cálculo del contrafuerte	132
5.17	Dimensiones tentativas del muro	134
5.18	Fuerzas actuantes	139
5.19	Diagrama de cargas actuantes en el talón	152

5.20	Armado del muro	159
5.21	Armado del muro	160
5.22	Armado del muro	161
5.23	Armado del muro	162
C.1	Los deslizamientos de laderas ignoran con frecuencia a los muros construidos sobre ellas	164

INTRODUCCION

TEORIA DE MUROS DE RETENCION

La práctica del uso de muros de retención para prevenir al suelo del deslizamiento es muy antigua. Pero en estos tiempos el problema de como solucionar las dimensiones apropiadas de estas estructuras eran resueltas por métodos empíricos.

Desde 1687 un Ingeniero militar francés, Marshal Vauban, dispone públicamente algunas reglas para el diseño de revestimientos, para resistir la presión lateral del suelo. Pero para encontrar alguna base racional en el procedimiento de diseño, hay que remontarse al siglo XVIII, donde muchas hipótesis, así como experimentos de laboratorio fueron realizados por Ingenieros de la época.

Un científico de la época Belidor, en el año de 1729 publicó su libro "La Science Des Ingenieurs". Este libro tenía gran popularidad entre los Ingenieros de la época y aquí él dedicó un capítulo completo al estudio de los muros de retención. Él notó que la fuerza horizontal Q para que una pelota de peso P permaneciera en equilibrio en un plano inclinado AB es igual a $P \tan \alpha$.

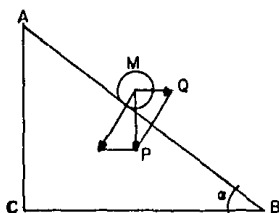


Fig. 1 Estudio de plano inclinado presentado por Belidor (Timoshenko)

El consideró que existiera suelo por detrás de un muro de retención ABDE de la figura 2

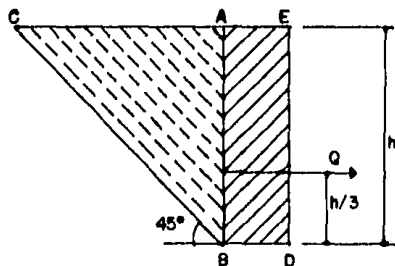


Fig. 2 Muro de retención Belidor

y asumiendo que, en ausencia de la pared el suelo que no se puede soportar tendría una pendiente BC de 45° . El concluye que el prisma triangular de -

suelo ABC, tiene una tendencia a deslizarse a lo largo de un plano BC. Si ese deslizamiento fuera sin fricción, como en el caso de la pelota, la reacción horizontal de la pared para que el prisma de suelo permanezca en equilibrio debe ser igual al peso del prisma. Pero debido a la fricción una mucho menor fuerza es requerida, y Belidor propuso que la reacción en la pared fuera tomada como la mitad del peso del prisma. Tomando a h como la altura del muro (ver fig. 2) y por el peso específico del suelo, el encontró que la presión horizontal por unidad de longitud que transmite al suelo el muro, es igual a $\frac{\gamma h^2}{A}$. Repitiendo el mismo razonamiento para cualquier plano A BC, como se muestra en la figura 2 por líneas punteadas, Belidor concluye que la presión de tierra en el plano AB sigue una ley triangular y que la presión resultante actuante Q actúa a una distancia $h/3$ desde la base BD del muro. El momento de volteo que produce esta presión en el extremo D, debe ser considerado para escoger el espesor del muro, y es igual $\frac{\gamma h^3}{12}$. Usando este valor del momento, Belidor llegaba a soluciones satisfactorias concordantes a las establecidas en su época por métodos empíricos.

Un mayor progreso en la teoría de muros de retención fue realizado por Coulomb y por ser uno de los personajes más importantes en la mecánica de suelos me permito dar su biografía: C.A. Coulomb (1736-1806) nació en Angoulême, Francia, después de obtener su educación elemental en París, entró a la Escuela Militar de Ingenieros, fue enviado a la Isla de Martinique donde, por nueve años, él se encargó de diversos trabajos de construcción lo cual le dio la posibilidad de estudiar las propiedades mecánicas de los materiales, así como diversos problemas de ingeniería estructural. En

esta isla el escribió su artículo "Sur Une Application Des Regles De Maxims Et Minims À Quelques Problèms De Statique Relaties À l'Architecture" el cual fue presentado en 1773 a la Academia Francesa de Ciencias.

Después de su retorno a Francia, Coulomb trabajó como ingeniero en Rochelle, the iste de Aix y Cherbourg. En 1779 compartió con Van Swinden el premio otorgado por la Academia por el mejor artículo ingenieril; en 1781 lo volvió a ganar con el artículo "Theorie Des Machines Simples", en el que el resultado de sus experimentos de fricción fueron presentados. Después en 1781, Coulomb residió permanentemente en París, donde fue electo miembro de la Academia teniendo así mayores facilidades en el desarrollo de su trabajo científico. El giró su atención a investigaciones en electricidad y magnetismo. En este período desarrolló la teoría de la torsión.

Durante la explosión de la Revolución Francesa en 1789, Coulomb se retiró a Blois. En 1793, la Academia fue cerrada, pero dos años después reapareció con el nuevo nombre de "L'Institut National Des Sciences Et Des Arts". Coulomb fue elegido como uno de los primeros miembros de esta institución. Sus últimos artículos que tratan de viscosidad de fluidos, así como de magnetismo fueron publicados en las Mémoires De L'Institut (1801, 1806). Coulomb fue designado como inspector general de estudios en 1802. Esta actividad era muy extenuante para alguien de su edad, ya que requería de viajar. El murió en el año de 1806. Sus trabajos aún existen, y seguimos utilizando sus teorías de fricción, esfuerzos en materiales estructurales y torsión.

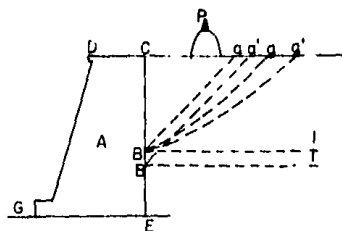


Fig. 3 Muro de retención
(Coulomb)

Los estudios realizados por Coulomb referentes a muros de retención serán motivo de estudio más adelante.

Cabe mencionar a Proni (1755-1839) el cual desarrolló métodos prácticos para seleccionar dimensiones apropiadas de muros de retención, y además de hacer algunas simplificaciones al método establecido por Coulomb.

Otro de los grandes aportadores a nuestro estudio fue W.J. Mazquorn Rankine (1820-1872). El nació en Edinburg, su padre, después de retirarse de la armada, empezó a trabajar como ingeniero en la construcción de ferrocarriles. Después de estudiar en Glasgow School, Rankine fue instruido privadamente por algunos años en Edinburg. En 1836, ingresó a la Universidad de Edinburg donde tomó el curso de Filosofía Natural impartido por el profesor Forbes y obtuvo la mayor distinción por su artículo "Undulatory Theory Of - Light". A la vez de su estudio le ayudaba a su padre en la supervisión de la construcción del ferrocarril que iba de Edinburg a Dalkeith. En 1838 - Rankine comenzó a trabajar en ferrocarriles como ingeniero bajo las órdenes

de J.B. Macneil trabajando en la mayoría del tramo de ferrocarril de Dublín a Drogheda.

Rankine empezó a publicar sus trabajos científicos a muy corta edad. En 1842 se publicó su primer artículo titulado "An Experimental Inquiry Into The Advantage Of Cylindrical Wheels On Railways".

A los comienzos de 1848 Rankine se interesa en la física molecular, así como en la termodinámica y publicó artículos importantes en física lo cual le permitió ingresar a la Sociedad Real en 1853.

En 1855, Rankine ingresó a la Universidad de Ingeniería en Glasgow y ahí trabajó hasta su muerte (1872).

Quizá una de sus más importantes contribuciones a la teoría de estructuras fue su investigación referente a la estabilidad de suelos no cohesivos en el que él propuso un método para dar dimensiones adecuadas a muros de retención. Los trabajos de este autor también serán estudiados más adelante.

En la actualidad muchos investigadores han introducido nuevos conceptos para el cálculo de los empujes. Pero de una manera general podemos decir que los estudios realizados por Rankine y Coulomb en la materia permanecen, y es por lo que a sus teorías se les ha denominado las teorías clásicas de empujes de tierras.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 USOS PRINCIPALES DEL MURO DE RETENCION

Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles del suelo de sus dos lados se llama de retención. El material que produce el mayor nivel se llama relleno y es el que genera la presión desequilibrante del muro.

a) Para caminos

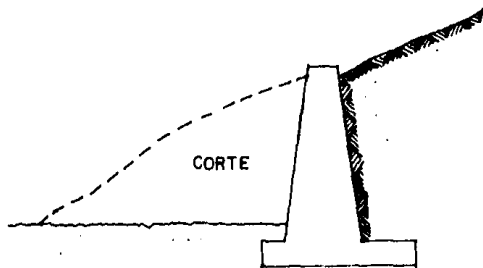


Fig. 1.1 Corte para un camino

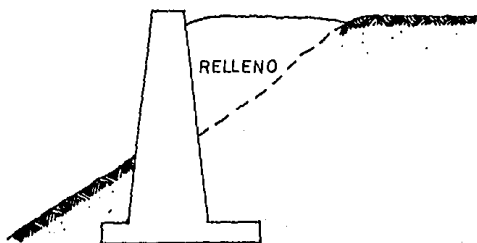


Fig. 1.2 Relleno para caminos

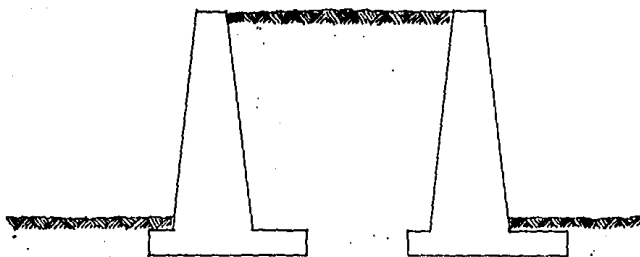


Fig. 1.3 Terraplén para camino o ferrocarril

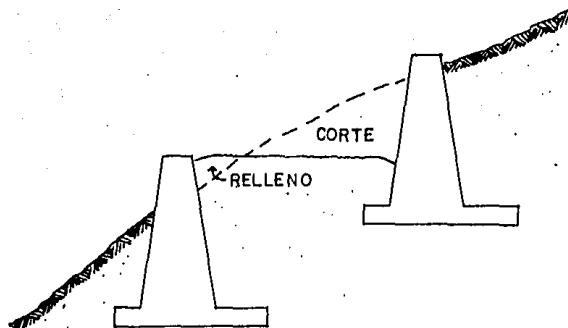


Fig. 1.4 Sección en balcón para un camino o un ferrocarril

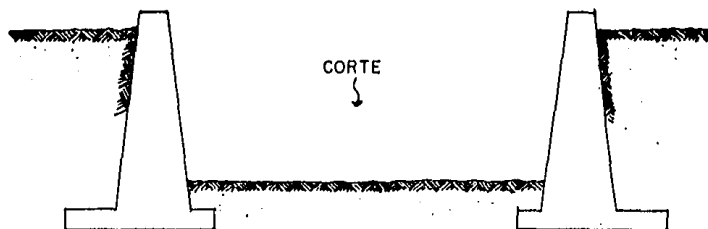


Fig. 1.5 Sección en corte para camino o ferrocarril

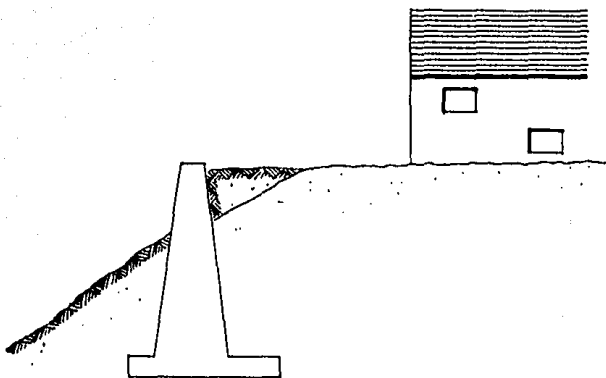


Fig. 1.6 Evitar fallas en construcciones

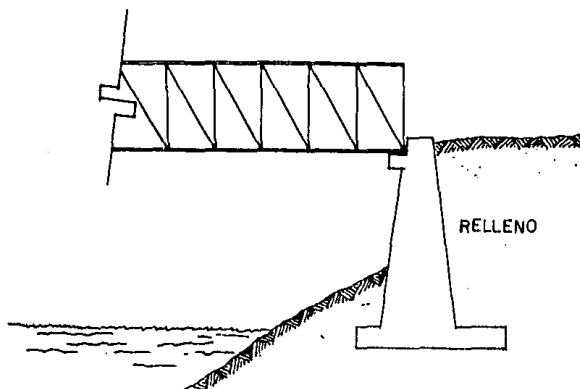


Fig. 1.7 Estribo de retención

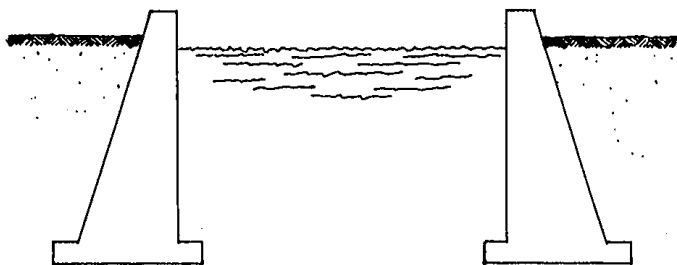


Fig. 1.8 Lecho de un canal en corte

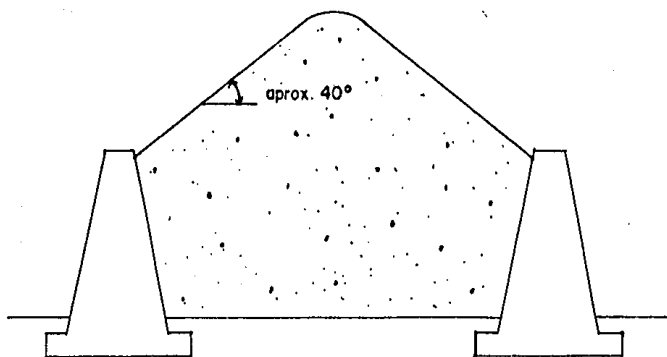


Fig. 1.9 Almacenamiento de materiales granulares

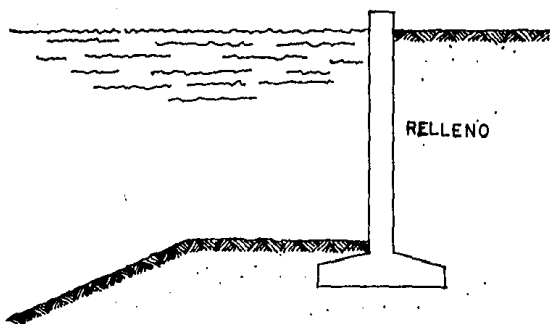


Fig. 1.10 Muro de retención para agua y tierra

1.2 NOMENCLATURA EN MUROS DE RETENCIÓN

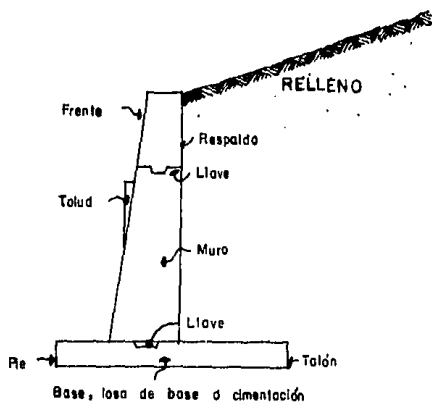


Fig. 1.11 Nomenclatura en muros de retención

1.3 TIPOS PRINCIPALES DE MUROS DE RETENCION

Los muros de retención pueden ser clasificados por 6 principales tipos descritos a continuación:

1.3.1 Muros de gravedad

Este tipo de muros pueden ser de concreto ciclopeo o de mampostería. Las características principales de ellos, es que no debe existir en ninguna parte del muro esfuerzos de tensión y deben ser estables por su propio peso por lo que no tienen acero de refuerzo.

Este tipo de muros son de superficie rugosa.

Es un tipo de muro conservador, pero no es económico para muros altos.

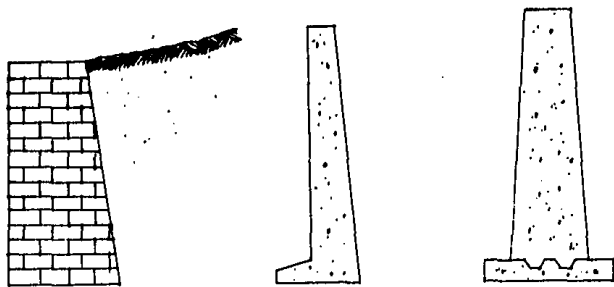


Fig. 1.12 Muros de gravedad

1.3.2 Muros en semigravedad

La diferencia que existe con el muro de gravedad, es que este tipo de muros tienen una pequeña cantidad de acero de re fuerzo

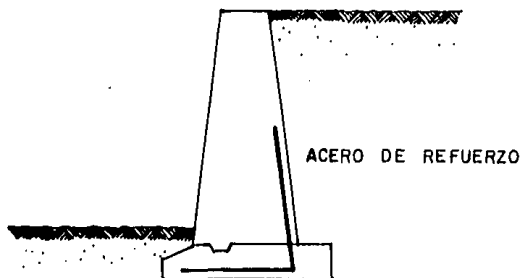


Fig. 1.13 Muro en semigravedad

1.3.3 Muros en cantilever

Este tipo de muro tiene forma de una t invertida, actúa co mo si se tratara de un cantilever.

Este tipo de muro es muy adecuado para muros de poca a mediana altura.

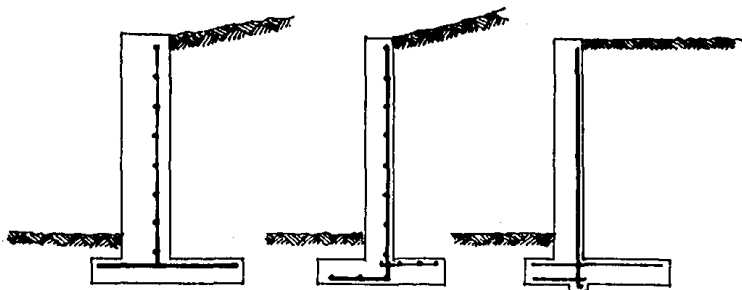


Fig. 1.14 Muros en cantilever

1.3.4 Muro en contrafuerte

En esta clase de muros tanto la losa de base como el muro se anclan entre soportes verticales conocidos como atiesadores o contrafuertes. Cuando el contrafuerte se encuentra en tensión se le denomina muro en contrafuerte

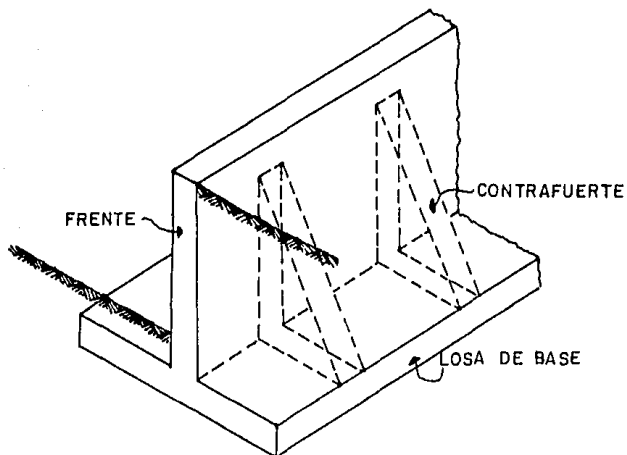


Fig. 1.15 Muro en contrafuerte

1.3.5 Muros en compresión

Este tipo de muro es similar a el muro en contrafuerte, la diferencia básica es que el contrafuerte trabaja en compresión, por lo que éste se encuentra del lado opuesto al relleno.

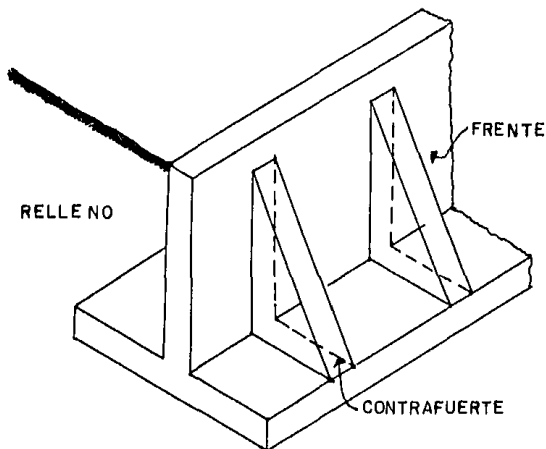


Fig. 1.16 Muro en compresión

Debido a los claros frontales que tiene el muro, así como por su apariencia este tipo de muro es raramente utilizado en la práctica.

El empleo de estos muros se recomienda para altura mayores - de los 7 m.

1.3.6 Muros de criba

Este tipo de muros se hace con vigas de madera, elementos precolados de concreto o con miembros prefabricados de acero y se rellena con suelo granular.

Estos muros tienen resultados satisfactorios para casos en - que la altura del mismo va de reducido a mediana.

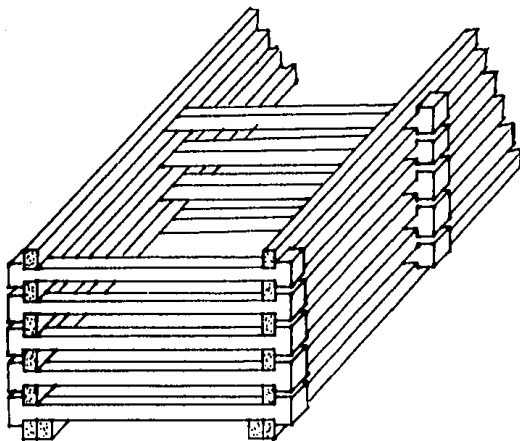


Fig. 1.17 Muro en criba

C A P I T U L O I I

TEORIAS PARA EL CALCULO DE EMPUJES DE TIERRAS

2.1 INTRODUCCION

Si estudiamos el comportamiento del suelo, se podrá observar - que cualquier objeto que entra en contacto con él, experimentará una presión lateral. Esta propiedad que tiene el suelo es muy importante en la práctica de la Ingeniería, ya que en la mayor parte del diseño de obras concernientes a esta rama, permanece su influencia. - Tal es el caso de las estructuras de retención, mencionadas en el capítulo anterior, tuberías o cualquier otra estructura que se encuentre por debajo del nivel de la superficie.

En este capítulo estudiaremos los diversos tipos de presión de tierra, así como su cálculo de acuerdo a las diferentes teorías existentes.

2.2 TEORÍA DE RANKINE PARA EMPUJE DE TIERRAS

2.2.1 Empuje de suelos no cohesivos

Consideremos un material no cohesivo, limitado superiormente por un plano como se muestra en la figura siguiente.

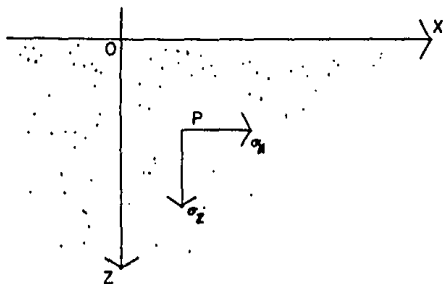


Fig. 2.1 Empujes en un punto de suelo no cohesivo

Establezcamos las siguientes hipótesis para un punto de la masa de suelo.

Hipótesis I: El esfuerzo normal σ_z en cualquier punto P - del material; es directamente proporcional a la profundidad - del mismo.

Hipótesis II: Existe proporcionalidad en el punto P a σ_z , cuando se trata de un esfuerzo perpendicular al plano zz' .

Sea γ el peso volumétrico de la masa de suelo de la fig. 2.1, entonces

$$\sigma_z = \gamma z$$

Ec 2-1

y aplicando la hipótesis II tenemos que

$$\sigma_x = k_0 \sigma_z = k_0 \gamma z$$

Ec 2-2

ya que σ_x es perpendicular al plano xx' .

Consideremos una cuña de la masa de suelo de la fig. 2.1

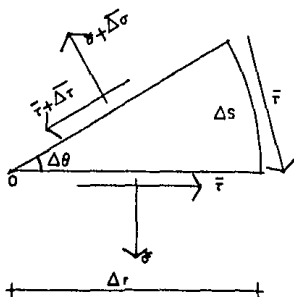


Fig. 2.2 Elemento diferencial de la fig. 2.1

Supongamos que el elemento anterior es homogéneo e isótropo y además se encuentra en equilibrio por un estado de esfuerzo no uniforme, cuyas componentes medias ahí se indican. Para que la cuña se encuentre en equilibrio se deberá cumplir - la relación

$$\sum \text{Mo } F = 0$$

Ec 2-3

De modo que

$$\frac{(\sigma + \Delta\sigma) \Delta r}{2} \Delta r - \frac{\Delta r \bar{\sigma}}{2} \Delta r - \bar{\sigma} \Delta\theta \Delta r \cdot \Delta r = 0$$

Simplificando

$$\frac{(\sigma + \Delta\sigma) \Delta r^2}{2} - \frac{\bar{\sigma} \Delta r^2}{2} - \bar{\tau} \Delta\theta \Delta r^2 = 0$$

$$\frac{1}{2} (\bar{\sigma} + \Delta\sigma) \Delta r^2 - \frac{1}{2} \bar{\sigma} \Delta r^2 - \bar{\tau} \Delta\theta \Delta r^2 = 0$$

$$\frac{1}{2} \Delta\sigma \Delta r^2 - \bar{\tau} \Delta\theta \Delta r^2 = 0$$

$$\Delta\sigma = 2 \tau \Delta\theta$$

Entonces

$$\frac{\Delta\sigma}{\Delta\theta} = 2 \tau \quad \text{Ec 2-4}$$

Considerando el límite cuando $\Delta\theta \rightarrow 0$ y $\Delta r \rightarrow 0$ se tiene -
que

$$\frac{d\sigma}{d\theta} = 2\tau \quad \text{Ec 2-5}$$

Si sustituimos la Ec 2-2 en la Ec 2-4 se tiene que

$$2\tau = \frac{d}{d\theta} k\sigma \quad \text{ko } \gamma x = 0$$

$$\Rightarrow = 0$$

de aquí deducimos que toda dirección perpendicular a xx' es -
principal de modo que también la del mismo eje lo es, de lo -
cual se deduce que

$$\sigma_z = \sigma_1$$

y

$$\sigma_x = \sigma_3$$

En otras palabras los esfuerzos σ_z y σ_x son principales y pueden ser representados en el plano de Mohr

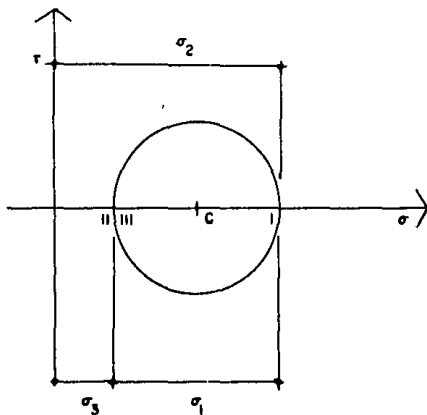


Fig. 2.3 Representación de Mohr

Que sucederfa si hacemos variar los esfuerzos σ_1 y σ_3

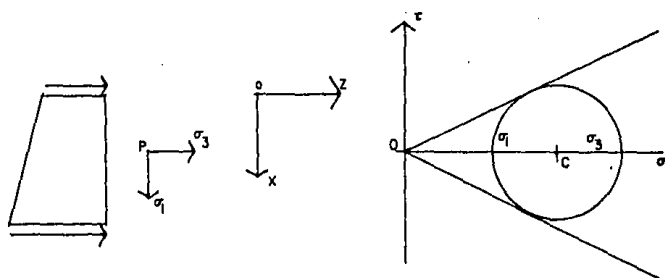


Fig. 2.4 Estado de falla pasiva de un material no cohesivo

Supongamos conocida la envolvente de Mohr para un material no cohesivo, si fijamos un punto P y en el hacemos variar el esfuerzo principal σ_3 en P que aunado a σ_1 determine un círculo crítico, como el que se muestra en la fig. 2.4, lo cual nos indicará el estado incipiente de falla pasiva del material, puesto que es el material el que recibe el empuje.

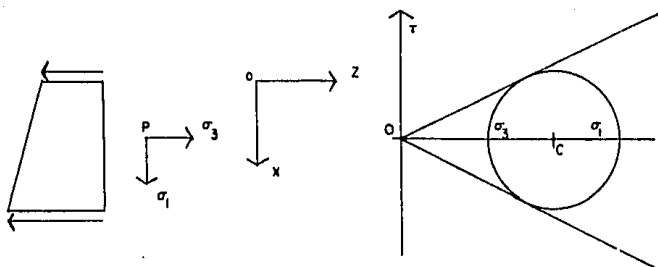


Fig. 2.5 Estado de falla activa de un material no cohesivo

Sí el muro se alejara como se muestra en la fig. 2.5, el esfuerzo σ_3 en P se reduciría poco a poco, hasta determinar un círculo crítico mostrado en la figura anterior, lo cual nos da la falla activa del material, ya que este está empujando al muro.

En cualquiera de los dos casos expuestos anteriormente, la falla se presenta y cuando esto sucede es un proceso irreversible.

2.2.2 Dirección de la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie de falla

Los valores límites tanto del empuje activo como del empuje pasivo dependen de la cantidad de movimiento de la estructura de retención.

En el caso activo, este movimiento lo provoca la masa del suelo, ocasionando que existan esfuerzos cortantes entre la cuña deslizante y el resto de la masa del suelo, estos esfuerzos reducen considerablemente la presión que se ejerce sobre el muro de retención.

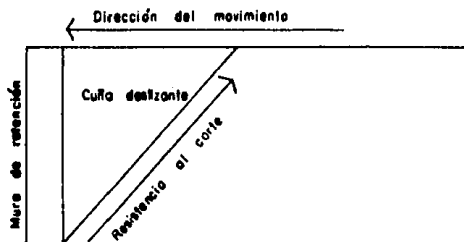


Fig. 2.6 Dirección de movimiento y resistencia al cortante. Caso Activo

Como se observa en al fig. 2.6 el estado lfmite depende de la cantidad de movimiento de la estructura contra la presión - ejercida por la cuña deslizante.

2.2.3 Dirección del esfuerzo cortante en el estado pasivo

En este caso el esfuerzo cortante interno también se desarrolla, pero actúa en dirección opuesta al caso activo.

Esta diferencia, en la dirección del esfuerzo cortante interno, es lo que nos marca la variación entre la magnitud de - la presión activa y la magnitud de la presión pasiva.

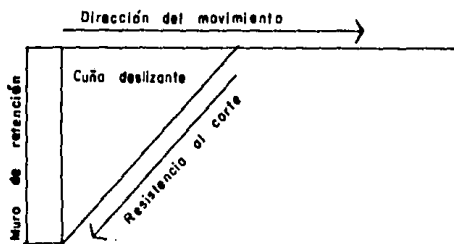


Fig. 2.7 Dirección de movimiento y resistencia al corte. Caso Pasivo

Como se muestra en la fig. 2.7 el vector dirección del movimiento debe superar al vector resistencia al corte para que se mantenga el equilibrio.

2.2.4 Presión de tierras en reposo

Si analizamos los dos estados anteriores, entonces debe existir un estado intermedio, en el que la estructura no experimente ningún tipo de presión de suelo, es decir, que se encuentre en un estado de total equilibrio. La presión que desarrolla cero movimientos es llamada presión de tierras en reposo.

Como es un estado intermedio, su valor es mayor que el valor límite de presión activa, pero es considerablemente menor que el valor máximo de presión de resistencia pasiva. Lo anterior se muestra en la siguiente figura.

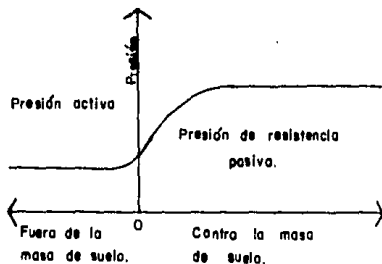


Fig. 2.8 Relación entre la presión del suelo y dirección del movimiento

Se puede decir de una manera general que el valor del coeficiente de presión de tierras en reposo, depende de la densidad relativa para el caso de las arenas, así como del proceso de formación del depósito.

Estudiemos con detalle la falla activa y pasiva de un material para encontrar el valor del empuje de tierras para cada uno de los casos.

2.2.5 Estado de falla pasiva

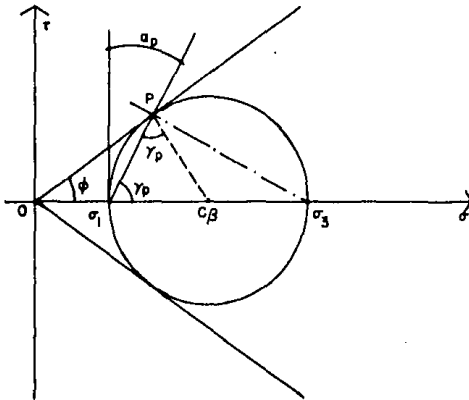


Fig. 2.9 Diagrama de Mohr para el estado de falla pasiva

En el estado de falla pasiva

$$\sigma_3 > \sigma_1$$

de manera que el diagrama de Mohr correspondiente es el que se muestra en la fig. 2.9. En ella

$$\phi + \widehat{OC_{\beta P}} + \frac{\pi}{2} = \pi$$

Entonces

$$\widehat{OC_{\beta P}} = \frac{\pi}{2} - \phi \quad \text{Ec 2-6}$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material.

Por otro lado

$$2 \gamma_p + \widehat{OC_{\beta P}} = \pi$$

De modo que

$$\gamma_p = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad \text{Ec 2-7}$$

Además

$$\alpha_p + \gamma_p = \frac{\pi}{2}$$

Implicando

$$\alpha_p = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \quad \text{Ec 2-8}$$

Siendo

$$\overline{C}_\beta^P = \overline{OC}_\beta \text{ Sen } \phi$$

y

$$\overline{OC}_\beta = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} + \sigma_1$$

Entonces

$$\overline{OC}_\beta = \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2}$$

y

$$C_\beta^P = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}$$

Sustituyendo

$$\frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2} \text{ Sen } \phi$$

Arreglando

$$\sigma_1 (1 + \text{Sen } \phi) = \sigma_3 (1 - \text{Sen } \phi)$$

Concluyendo

$$k_{op} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} > 1$$

Ec 2-9

Donde k_{op} es el coeficiente de empuje en falla pasiva.

En los materiales no cohesivos, las superficies de falla, son planos que cortan al plano XOZ de referencia según rectas denominadas líneas de corte o líneas de falla, las cuales es-

tán representadas en la figura siguiente

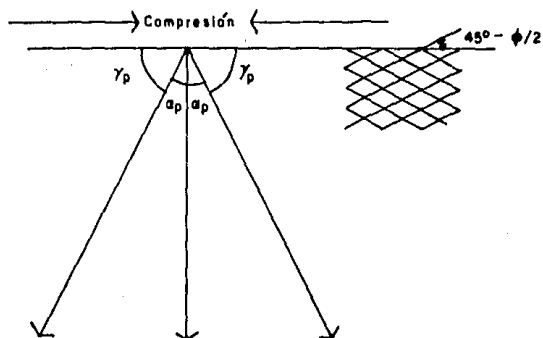


Fig. 2.10 Líneas de falla para el caso pasivo

2.2.6 Estado de falla activa

En este estado $\sigma_3 < \sigma_1$

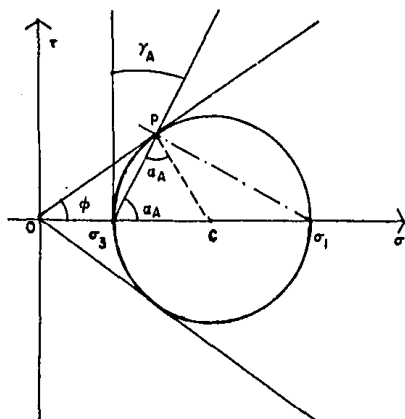


Fig. 2.11 Diagrama de Mohr para el estado de falla activa

$$\phi + \widehat{OCP} + \frac{\pi}{2} = \pi$$

$$\widehat{OCP} = \frac{\pi}{2} - \phi$$

$$2\alpha + \widehat{OCP} = \pi$$

$$2\alpha + \frac{\pi}{2} - \phi = \pi$$

Entonces

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

$$\gamma_A + \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} = \frac{\pi}{2}$$

$$\gamma_A + \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$$

Además de la figura anterior

$$\overline{OC} \operatorname{Sen} \phi = \overline{CP} \quad \text{Ec 2-10}$$

Pero

$$\overline{OC} = \sigma_1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

$$\overline{OC} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{Ec 2-11}$$

y

$$\overline{CP} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{Ec 2-12}$$

Sustituyendo 2-11 y 2-12 en 2-10 tenemos

$$(\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{Sen} \phi = \sigma_1 - \sigma_3$$

Factorizando

$$\sigma_3 (1 + \operatorname{Sen} \phi) = \sigma_1 (1 - \operatorname{Sen} \phi)$$

Entonces

$$K_{OA} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \operatorname{Sen} \phi}{1 + \operatorname{Sen} \phi} < 1$$

o también

$$\frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{1}{2} \phi \right)$$

$$\tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \left[\frac{\text{Sen} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)}{\text{Cos} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)} \right]^2 = \left(\frac{0.707 \text{Cos} \frac{\phi}{2} - 0.707 \text{Sen} \frac{\phi}{2}}{0.707 \text{Cos} \frac{\phi}{2} + 0.707 \text{Sen} \frac{\phi}{2}} \right)^2$$

$$= \frac{\text{Cos}^2 \frac{\phi}{2} - 2\text{Cos} \frac{\phi}{2} \text{Sen} \frac{\phi}{2} + \text{Sen}^2 \frac{\phi}{2}}{\text{Cos}^2 \frac{\phi}{2} + 2\text{Cos} \frac{\phi}{2} \text{Sen} \frac{\phi}{2} + \text{Sen}^2 \frac{\phi}{2}} = \frac{1 - 2\text{Cos} \frac{\phi}{2} \text{Sen} \frac{\phi}{2}}{1 + 2\text{Cos} \frac{\phi}{2} \text{Sen} \frac{\phi}{2}}$$

$$= \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}$$

La superficie de falla para este estado está representada en la siguiente figura.

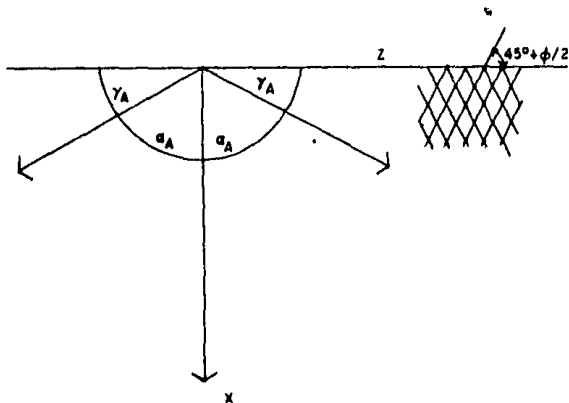
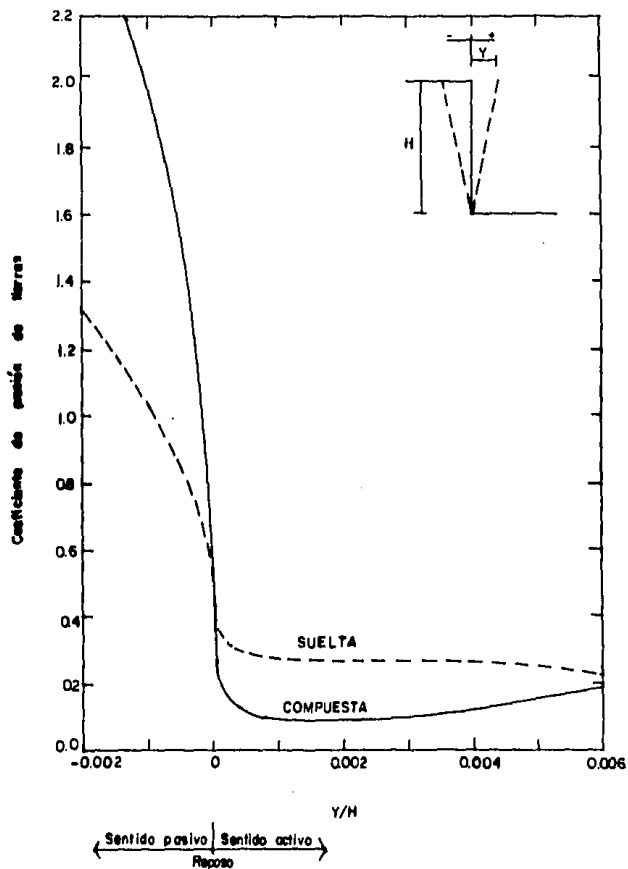


Fig. 2.12 Líneas de falla para el caso activo

En la fig. 2.13 que a continuación se presenta, se muestra el desplazamiento que se necesita producir en un muro para pasar de un estado activo a un estado pasivo.



2.2.7 Ecuación general del empuje según Rankine

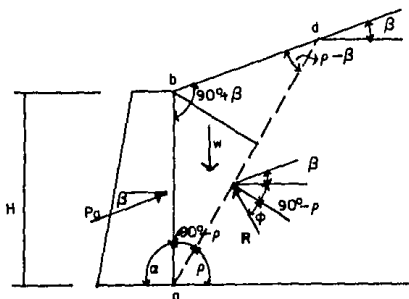


Fig. 2.14 Fuerzas actuantes en un muro según Rankine

De la figura el área del triángulo abd es

$$A = \frac{1}{2} \overline{ad} h$$

$$h = H \text{ Sen } (90^\circ - p)$$

Implicando

$$A = \frac{1}{2} \overline{ad} H \text{ Sen } (90^\circ - p)$$

Ec 2-13

Por ley de senos

$$\frac{H}{\text{Sen } (p - \beta)} = \frac{\overline{ad}}{\text{Sen } (90^\circ + \beta)}$$

$$\overline{ad} = \frac{H \operatorname{Sen} (90^\circ + \beta)}{\operatorname{Sen} (\rho - \beta)} \quad \text{Ec 2-14}$$

Sustituyendo 2-14 en 2-13 tenemos

$$A = \frac{1}{2} H^2 \frac{\operatorname{Sen}(90^\circ + \beta) \operatorname{Sen} (90^\circ - \rho)}{\operatorname{Sen} (\rho - \beta)} \quad \text{Ec 2-15}$$

Entonces

$$A = \frac{1}{2} H^2 \frac{\operatorname{Cos} \beta \operatorname{Cos} \rho}{\operatorname{Sen} (\rho - \beta)} \quad \text{Ec 2-16}$$

Si la Ec 2-16 la multiplicamos por el peso específico del suelo del triángulo abd , encontramos el valor del vector W

Así que

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\operatorname{Cos} \beta \operatorname{Cos} \rho}{\operatorname{Sen} (\rho - \beta)} \quad \text{Ec 2-17}$$

Analicemos las fuerzas actuantes de la fig. 2.14

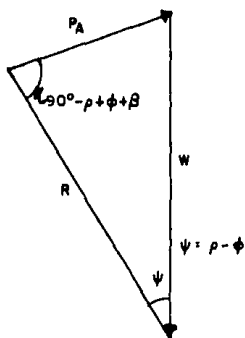


Fig. 2.15 Diagrama de cuerpo libre de la fig. 2.14

Por ley de senos

$$\frac{\text{Sen } \psi}{P_A} = \frac{\text{Sen}(90^\circ - \rho + \phi + \beta)}{W}$$

De modo que

$$P_A = \frac{W \text{ Sen}(\rho - \phi)}{\text{Sen}(90^\circ - \rho + \phi + \beta)} \quad \text{Ec 2-18}$$

Sustituyendo 2-17 en 2-18 obtenemos

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\text{Cos } \beta \text{ Cos } \rho \text{ Sen}(\rho - \phi)}{\text{Sen}(\rho - \beta) \text{ Sen}(90^\circ - \rho + \phi + \beta)} \quad \text{Ec 2-19}$$

Si se deriva parcialmente y hacemos la $\frac{\partial P_A}{\partial \rho} = 0$ obtenemos su máximo

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \text{Cos } \beta \frac{\text{Cos } \beta - \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}}{\text{Cos } \beta + \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}} \quad \text{Ec 2-20}$$

El valor encontrado en 2-20 es para un relleno con inclinación β .

Si $\beta = 0$ en la Ec 2-20 se tendría

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{1 - \sqrt{1 - \text{Cos}^2 \phi}}{1 + \sqrt{1 - \text{Cos}^2 \phi}} = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} \quad \text{Ec 2-21}$$

o

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ec 2-22}$$

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} k_a \quad \text{Ec 2-23}$$

Por analogía

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad \text{Ec 2-24}$$

De una manera general

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} k_p \quad \text{Ec 2-25}$$

Donde k_p es el coeficiente de empuje de tierras el cual es función del ángulo de inclinación del relleno.

2.2.8 Punto de aplicación de la presión según Rankine

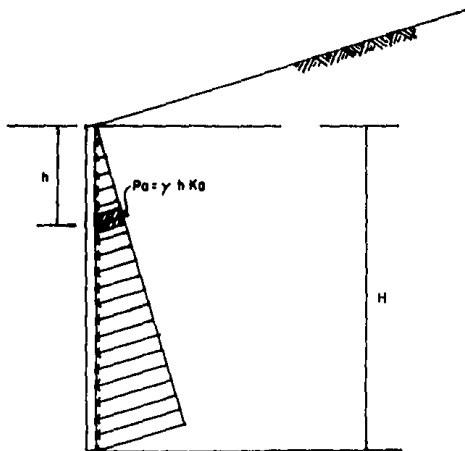


Fig. 2.16 Punto de aplicación del empuje de tierras

Tomando momentos con respecto a la parte superior del muro obtenemos que

$$P_a \bar{y} = \int_0^H k_a \gamma h^2 dh = \frac{k_a \gamma H^3}{3}$$

$$k_a \gamma \frac{H^2}{2} \bar{y} = \frac{k_a \gamma H^3}{3}$$

$$\bar{y} = \frac{\frac{k_a \gamma H^3}{3}}{\frac{k_a \gamma H^2}{2}} = \frac{2}{3} H$$

Medido de la parte superior de la pared.

2.3 TEORIA DE COULOMB

Las hipótesis de esta teoría son las siguientes

- 1) El suelo es isotrópico y homogéneo y posee tanto fricción interna como cohesión.
- 2) La superficie de falla es una superficie plana.

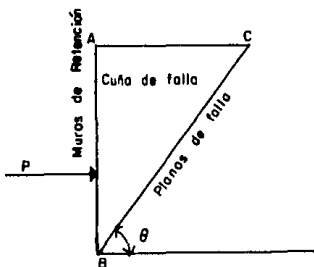


Fig. 2.17 Plano de falla según Coulomb

Calculemos el área ABE de la figura

$$A = \frac{1}{2} \overline{AE} \cdot \overline{BD}$$

Ec 2-26

Donde

$$\frac{AE}{\text{Sen}(\alpha+\beta)} = \frac{AB}{\text{Sen}\lambda}$$

Pero

$$\lambda = \rho - \beta$$

Y

$$\text{Sen}\alpha = \frac{H}{AB}$$

Implica

$$AB = \frac{H}{\text{Sen}\alpha}$$

Así que

$$AE = \frac{H \text{ Sen}(\alpha+\beta)}{\text{Sen}\alpha \text{ Sen}(\rho-\beta)}$$

Ec 2-27

Ahora bien

Sabemos que $\text{Sen}(180^\circ - \alpha - \rho) = \text{Sen}(\alpha + \rho)$ ya que existe periodicidad en la función Sena y Cosa

Implicando que

$$\text{Sen}(\alpha + \rho) = \frac{BD}{\frac{H}{\text{Sen}\alpha}}$$

Por lo que

$$BD = \frac{H \operatorname{Sen}(\alpha+\rho)}{\operatorname{Sen}\alpha} \quad \text{Ec 2-28}$$

Sustituyendo 2-27 y 2-28 en 2-26 obtenemos

$$A = \frac{1}{2} \frac{H^2 \operatorname{Sen}(\alpha+\beta) \operatorname{Sen}(\alpha+\rho)}{\operatorname{Sen}^2\alpha \operatorname{Sen}(\rho-\beta)} \quad \text{Ec 2-29}$$

$$W = \gamma A$$

Así que

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \operatorname{Sen}^2\alpha} \left[\operatorname{Sen}(\alpha+\rho) \frac{\operatorname{Sen}(\alpha+\beta)}{\operatorname{Sen}(\rho-\beta)} \right] \quad \text{Ec 2-30}$$

sea la siguiente figura

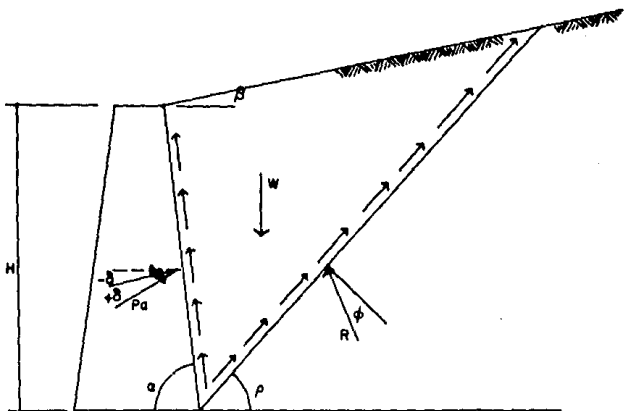


Fig. 2.19 Fuerzas actuantes en el muro

El valor que es importante encontrar es el de P_A . Así que tracemos el triángulo de fuerzas correspondiente a la figura anterior.

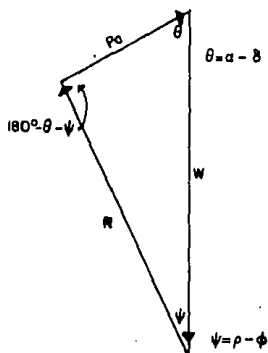


Fig. 2.20 Sistema de fuerzas de la figura anterior

De la fig. 2.20

Por ley de senos

$$\frac{W}{\text{Sen } (180^\circ - \alpha + \delta - \rho + \phi)} = \frac{P_A}{\text{Sen } (\rho - \phi)}$$

Despejando

$$P_A = \frac{W \text{ Sen } (\rho - \phi)}{\text{Sen } (180^\circ - \alpha + \delta - \rho + \phi)} \quad \text{Ec 2-31}$$

Sustituyendo 2-30 en 2-31 se obtiene

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2 \text{ Sen}^2 \alpha} \left[\text{Sen } (\alpha + \rho) \frac{\text{Sen } (\alpha + \beta)}{\text{Sen } (\rho - \beta)} \right] \frac{\text{Sen } (\rho - \phi)}{\text{Sen } (180^\circ - \alpha + \delta - \rho + \phi)} \quad \text{Ec 2-32}$$

De la Ec 2-31 podemos observar que el valor del empuje es función de ρ .

Así que si se deriva $\frac{dP_A}{d\rho} = 0$ se obtiene el valor máximo del empuje activo encontrando que

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\frac{\text{Sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{Sen}^2 \alpha \text{ Sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{ Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\alpha - \delta) \text{ Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \right] \quad \text{Ec 2-33}$$

Que sucederá si en la Ec 2-33

$$\beta = \delta = 0 \quad \text{y} \quad \alpha = 90^\circ$$

Que sería el caso de un muro de espalda vertical y con relleno horizontal

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\frac{\text{Sen}^2(90^\circ + \phi)}{\text{Sen}^2 90^\circ \text{ Sen}^2(90^\circ - 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} 0^\circ \text{ Sen}(\phi - 0^\circ)}{\text{Sen} 0^\circ \text{ Sen} 0^\circ}} \right]^2} \right]$$

Pero como $\text{Sen}^2(90^\circ + \phi) = \text{Cos}^2 \phi = 1 - \text{Sen}^2 \phi = (1 - \text{Sen} \phi)(1 + \text{Sen} \phi)$

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{(1 - \text{Sen} \phi)(1 + \text{Sen} \phi)}{(1 + \text{Sen} \phi)}$$

Implica que

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{(1 - \text{Sen} \phi)}{(1 + \text{Sen} \phi)} \quad \text{Ec 2-34}$$

Que es la ecuación de Rankine para el caso de empuje Acti

$$A = \frac{1}{2} \overline{AE} \cdot \overline{BD}$$

$$\overline{BD} = \frac{H \operatorname{Sen}(\alpha + \rho)}{\operatorname{Sen} \alpha}$$

$$\overline{AE} = \frac{H \operatorname{Sen}(\alpha + \beta)}{\operatorname{Sen} \alpha \operatorname{Sen}(\rho - \beta)}$$

Entonces

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \operatorname{Sen}^2 \alpha} \left[\operatorname{Sen}(\alpha + \rho) \frac{\operatorname{Sen}(\alpha + \beta)}{\operatorname{Sen}(\rho - \beta)} \right]$$

Ec 2-36

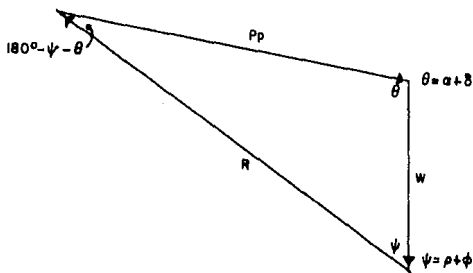


Fig. 2.22 Polígono de fuerzas de la cuña de falla

Implicando

$$P_p = \frac{W \operatorname{Sen}(\rho + \phi)}{\operatorname{Sen}(180^\circ - \rho - \phi - \alpha - \delta)}$$

Ec 2-37

Sustituyendo 2-36 en 2-37 encontramos que

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2 \text{Sen}^2 \alpha} \left[\text{Sen}(\alpha + \rho) \frac{\text{Sen}(\alpha + \beta)}{\text{Sen}(\rho - \beta)} \right] \frac{\text{Sen}(\rho + \phi)}{\text{Sen}(180^\circ - \rho - \phi - \alpha - \delta)}$$

Ec 2-38

y haciendo $\frac{\partial P_p}{\partial \rho} = 0$

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\text{Sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{Sen}^2 \alpha \text{Sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{Sen}(\phi + \beta)}{\text{Sen}(\alpha + \delta) \text{Sen}(\alpha + \beta)} \right]^2}$$
 Ec 2-39

Para el caso $\delta = \beta = 0$ y $\alpha = 90^\circ$ que es el caso del muro con relleno horizontal y de espaldada vertical se obtiene

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\text{Sen}^2(90^\circ - \phi)}{\text{Sen}^2 90^\circ \text{Sen}(90^\circ + 0^\circ) \left[1 - \frac{\text{Sen}(\phi + 0^\circ) \text{Sen}(\phi + 0^\circ)}{\text{Sen}(90^\circ + 0^\circ) \text{Sen}(90^\circ + 0^\circ)} \right]^2}$$

Pero

$$\text{Sen}^2(90^\circ - \phi) = \text{Cos}^2 \phi = 1 - \text{Sen}^2 \phi = (1 - \text{Sen} \phi)(1 + \text{Sen} \phi)$$

Así que

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{(1 - \text{Sen} \phi)(1 + \text{Sen} \phi)}{(1 - \text{Sen} \phi)^2}$$

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{(1 + \text{Sen} \phi)}{(1 - \text{Sen} \phi)}$$

Ec 2-40

que es el caso particular de la ecuación de Rankine para caso Pasivo

De modo que la Ec 2-39 se puede escribir como

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} k_p$$

Ec 2-41

Donde

$$k_p = \frac{\text{Sen}^2 (\alpha - \phi)}{\text{Sen}^2 \alpha \text{ Sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{ Sen}(\phi + \beta)}{\text{Sen}(\alpha + \delta) \text{ Sen}(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

2.4 DEMOSTRACION DE REBHANNS

En el diseño de muros de retención, la teoría expuesta por Coulomb ha perdurado durante mucho tiempo, esto provocó que se desarrollaran los métodos gráficos. Rebhanns se acreditó publicando la siguiente demostración de la localización del plano de falla asumido por Coulomb.

Sea la siguiente figura

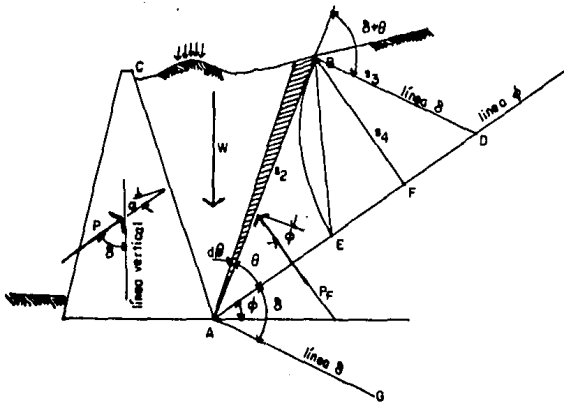


Fig. 2.23 Sección en corte de un muro para la demostración de Rankine

En la fig. 2.23 el ángulo entre P y la vertical se designa por δ . La línea AE tiene un ángulo ϕ el cual es el ángulo de fricción interna del material; denominándose la línea ϕ . La línea AG tiene un ángulo δ a partir de la línea ϕ , a esta línea, así como a sus paralelas se les denomina líneas δ .

Siendo un caso general el de la figura, esta demostración puede aplicarse a cualquier sección típica, siempre y cuando se trate de un suelo friccionante, no se tengan filtraciones en su interior y el ángulo de fricción interna sea el mismo para toda la masa del suelo.

Sea el polígono de fuerzas siguiente

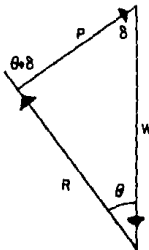


Fig. 2.24 Polígono de fuerzas de la Fig. 2.23

De la fig. 2.24 podemos calcular el valor de P .

Por ley de senos

$$P = \frac{W \operatorname{Sen} \theta}{\operatorname{Sen}(180^\circ - \delta - \theta)} = \frac{W \operatorname{Sen} \theta}{\operatorname{Sen}(\delta + \theta)} \quad \text{Ec 2-42}$$

P es máximo cuando el valor de θ lo es, ya que es el ángulo que lo subtiende, de tal manera, que si se lleva a la expresión a su límite, cuando $\Delta \theta \rightarrow 0$, entonces obtendremos la derivada.

Así que

$$\frac{dP}{d\theta} = 0 = \frac{\text{Sen}(\delta+\theta_c) \left[W \text{Cos}\theta_c + \text{Sen}\theta_c \left(\frac{dw}{d\theta} \right)_c \right] - W \text{Sen}\theta_c \text{Cos}(\delta+\theta_c)}{\text{Sen}^2(\delta+\theta_c)}$$

Factorizando

$$W \left[\text{Sen}(\delta+\theta_c) \text{Cos}\theta_c - \text{Sen}\theta_c \text{Cos}(\delta+\theta_c) \right] = - \left(\frac{dw}{d\theta} \right)_c \text{Sen}\theta_c \text{Sen}(\delta+\theta_c)$$

Por entidades trigonométricas

$$\begin{aligned} \text{Sen}(\delta+\theta_c) \text{Cos}\theta_c - \text{Sen}\theta_c \text{Cos}(\delta+\theta_c) &= (\text{Sen}\delta \text{Cos}\theta_c + \text{Cos}\delta \text{Sen}\theta_c) \\ \text{Cos}\theta_c - \text{Sen}\theta_c (\text{Cos}\delta \text{Cos}\theta_c - \text{Sen}\delta \text{Sen}\theta_c) &= \text{Sen}\delta \text{Cos}^2\theta_c + \\ + \text{Cos}\delta \text{Cos}\theta_c \text{Sen}\theta_c - \text{Cos}\delta \text{Cos}\theta_c \text{Sen}\theta_c + \text{Sen}^2\theta_c \text{Sen}\delta &= \\ = \text{Sen}\delta (\text{Cos}^2\theta_c + \text{Sen}^2\theta_c) &= \text{Sen}\delta. \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$W = - \left(\frac{dw}{d\theta} \right) \frac{\text{Sen}\theta_c \text{Sen}(\delta+\theta_c)}{\text{Sen}\delta} \quad \text{Ec 2-43}$$

De la fig. 2.23 definamos

$$S_1 = (\text{AD}); S_2 = (\text{AB}); S_3 = (\text{BD}) = (\text{DE}); S_4 = (\text{BF})$$

A será el área de la cuña de falla

A₂ será el área ABD

A_p será el área BDE

Si en la fig. 2.23 hacemos variar diferencialmente el ángulo θ , se tendrá un incremento o decremento diferencial en W

Expresándose como

$$dw = \frac{1}{2} \gamma S_2 S_2 \cos \theta \, d\theta$$

ya que θ es muy pequeño

$$dw = \frac{1}{2} \gamma S_2^2 \, d\theta$$

Si $d\theta$ es positivo causa un decremento en W

Así que

$$\left(- \frac{dw}{d\theta} \right) = \frac{1}{2} \gamma S_2^2 \quad \text{Ec 2-44}$$

De la figura

$$\text{Sen} \theta_c = \frac{S_4}{S_2}; \quad \frac{\text{Sen}(\delta + \theta_c)}{\text{Sen} \delta} = \frac{S_1}{S_2}; \quad \frac{\text{Sen} \theta_c}{\text{Sen}(\delta + \theta_c)} = \frac{S_1}{S_1} \quad \text{Ec 2-45}$$

Sustituyendo 2-44 y 2-45 en 2-43

$$W = \frac{1}{2} \gamma S_2^2 \frac{S_4}{S_2} \frac{S_1}{S_1}$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma S_4 S_1 \quad \text{Ec 2-46}$$

La Ec 2-45 establece que W debe ser el peso del triángulo ABD, donde W es el peso de la cuña de falla. De modo que la Ec. significa - para que AB sea el plano de falla, debe cumplirse que $A = A_2$

Si se sustituye 2-46 y 2-45 en 2-42 se obtiene

$$P = \frac{W \operatorname{Sen} \theta}{\operatorname{Sen}(\delta + \theta)}$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma S_4 \cancel{S_1} \frac{S_3}{\cancel{S_1}}$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma S_3 S_4$$

$$P = \gamma A_p$$

Ec 2-47

Implicando que el valor de P es decir el valor del empuje en el muro, está dado, por el peso del triángulo BDE.

Concluyendo lo anterior Rebhanns divide el área ACH en la mitad para encontrar la superficie de deslizamiento.

2.5 METODO DE CULMANN

Este método permite llegar fácilmente al valor del máximo empuje ejercido contra un muro.

La solución de Culmann considera el ángulo de fricción del muro δ , las irregularidades existentes en el terreno, cualquier tipo de sobrecarga aplicada en el relleno así como el ángulo de fricción interna que tiene el suelo. Este método involucra en su solución a suelos friccionantes y considera el ángulo de fricción interna del material como constante en toda la masa del suelo.

Los pasos para la solución de Culmann para presión Activa es como sigue

- 1) Dibujar el muro de retención a una escala conveniente, la superficie del relleno con las irregularidades que éste posea y la base del muro cuando se trate de un muro en cantilever.

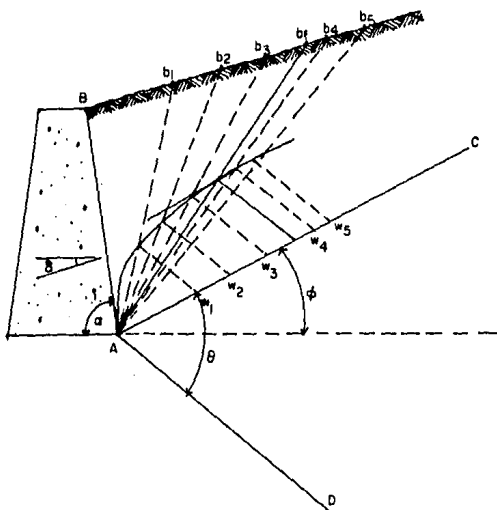


Fig. 2.25 Método de Culmann en un muro de gravedad

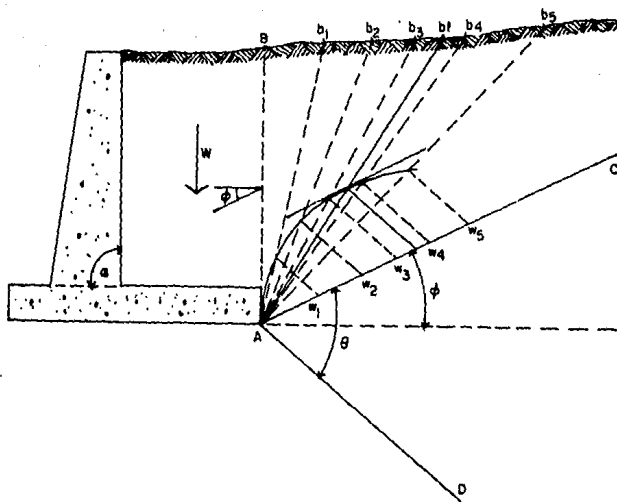


Fig. 2.26 Método de Culmann en un muro de cantilever

- 2) Del punto A, se traza a un ángulo ϕ con respecto a la horizontal, la línea AC. Si se trata de un cantilever, el punto A se encuentra en el talón del muro como se muestra en la figura.
- 3) Se traza la línea AD con un ángulo θ medido a partir de la

línea AC. El ángulo θ es calculado como $\theta = \alpha - \delta$.

Donde α es el ángulo que el respaldo del muro tiene con respecto a la horizontal, y δ es el ángulo de fricción del muro con el suelo.

En el caso de un muro en cantilever, δ puede adquirir el valor de β ó ϕ o en su defecto un valor intermedio entre estos dos ángulos.

El ángulo β es apropiado ya que el deslizamiento a lo largo del plano vertical que pasa por el talón del muro probablemente no suceda.

- 4) A continuación se suponen las cuñas hipotéticas de falla tales como ABb_1 , ABb_2 , ABb_3 , ..., ABb_n . Esto debe hacerse teniendo la superficie de relleno como guía.
- 5) Se encuentra el peso W_n de cada una de las cuñas, de acuerdo a las condiciones de geometría.
- 6) A lo largo de la línea AC, se dibuja a escala conveniente los pesos de las cuñas encontrados en el paso 5, W_1 , W_2 , W_3 , ..., W_n .
- 7) Se trazan paralelas a AD a partir de cada uno de los puntos encontrados en 6, hasta cortar los planos hipotéticos de falla.

- 8) Se traza una línea continua que pase por los puntos encontrados en 7, a la cual se le denomina línea de empujes o línea de Culmann.
- 9) Se traza una línea paralela a la línea AC en el punto de tangencia de la línea de empujes.
- 10) A través del punto de tangencia se traza una línea paralela a \overline{AD} que corte la línea AC. Esta línea representa a escala el empuje máximo que actúa en el muro de retención.

Trazando la línea del punto A al punto de tangencia y prolongándola hasta la superficie del relleno, encontramos el plano de deslizamiento crítico.

Para encontrar el punto de aplicación del empuje se consideran los siguientes casos.

Caso 1. No existen cargas concentradas.

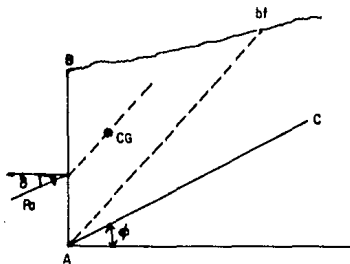


Fig. 2.27 Punto de aplicación del empuje

Se encuentra el centro de gravedad de la cuña de falla, se traza una paralela a $\overline{Ab_f}$ que pase por ese punto.

Caso 2. Existe una carga concentrada por dentro de la cuña de falla.

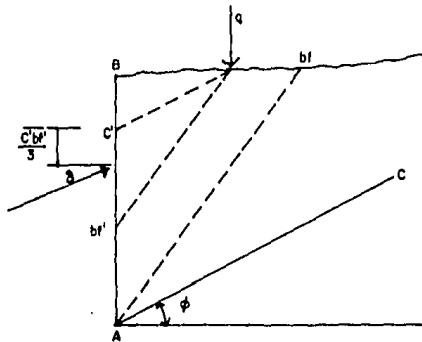


Fig. 2.28 Localización del punto de aplicación del empuje cuando existe carga puntual, o lineal

A partir del punto q se traza una paralela a la línea AC encontrando el punto C' , de igual manera se traza una línea paralela a $\overline{Ab_f}$ para encontrar b_f' . El punto de aplicación del empuje viene dado por el tercio de la distancia $c'b_f'$ a partir de C' .

Caso 3. Carga concentrada o lineal que se encuentra por afuera de la cuña de falla.

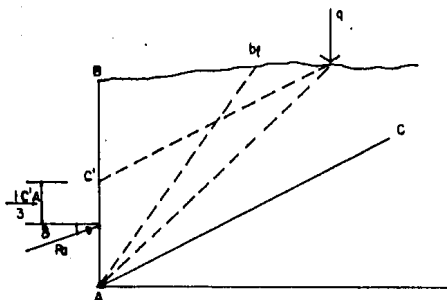


Fig. 2.29 Localización del punto de aplicación cuando la carga concentrada se encuentra por fuera de la cuña de falla.

El punto q se une con el punto A . Se traza una paralela a la línea \overline{AC} a partir de q , encontrando el punto C' . El punto de aplicación del empuje estará situado a un tercio de la línea $\overline{C'A}$ medido a partir de C' .

2.6 MÉTODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI PARA EL CALCULO DEL EMPUJE CONTRA UN MURO DE RETENCION

Este método es muy conveniente para muros que no tengan una altura mayor de 7.0 m.

El método se basa en la consideración del tipo de material de relleno, así como de las condiciones geométricas que sustente el mismo, de tal forma que es aplicable para los siguientes materiales.

- I. Suelo granular grueso, sin finos. .
- II. Suelo granular grueso, con finos limosos.
- III. Suelo residual, con cantos, fragmentos de roca, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- IV. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos y arcillas limosas.
- V. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos - de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

Siendo la arcilla un material compresible, no es recomendable su empleo como material de relleno ya que incrementará el empuje sobre el muro de retención.

Los casos en los que el método semiempírico es utilizado, son - los siguientes

- Caso 1. La superficie del relleno no presenta sobrecarga y ésta es plana.

La condición de plana se refiere a superficies inclinadas con respecto a la horizontal o bien, horizontales.

Para este caso las ecuaciones aplicables son las siguientes

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

Ec 2.48

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

Las ecuaciones anteriores nos proporcionan el empuje tanto vertical como horizontal en el extremo inferior del talón del muro.

Los valores de k_H y k_V son proporcionados por la fig. 2-30 para ciertas relaciones de talud.

En el caso de que el relleno a considerar sea del tipo v, la altura del muro debe ser reducida en 1.20 m.

Hay que observar que la altura del muro se considera con una línea vertical a partir del extremo del talón del muro, hasta donde corta a el relleno.

Caso 2. La superficie del relleno es inclinada, a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se vuelve horizontal.

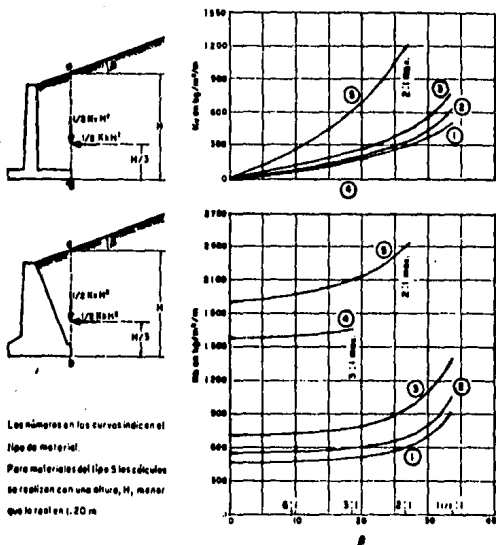


Fig. 2.30 Gráficas para determinar el empuje de rellenos con superficie plana, según Terzaghi

Los valores de k_H y k_V deberán obtenerse de las gráficas de la - fig. 2.31 para el tipo de material utilizado. El concepto de la altura es el mismo del caso anterior.

Caso 3. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella ac túa una sobrecarga uniformemente repartida.

Para encontrar el valor de k_H y k_V se utiliza las gráficas de la fig. 2.30, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje deberá incrementarse en

$$P = Cq$$

Donde q es el valor de la sobrecarga uniformemente repartida. El valor de C se escoge de acuerdo a la siguiente tabla

VALORES DE C

Tipo de relleno	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.0
V	1.0

Tabla 2.1

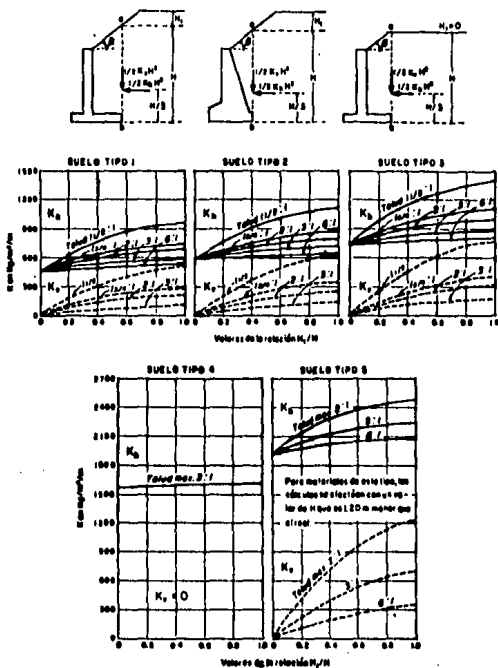


Fig. 2.31 Gráficas para determinar el empuje de rellenos en terraplén, con remate

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

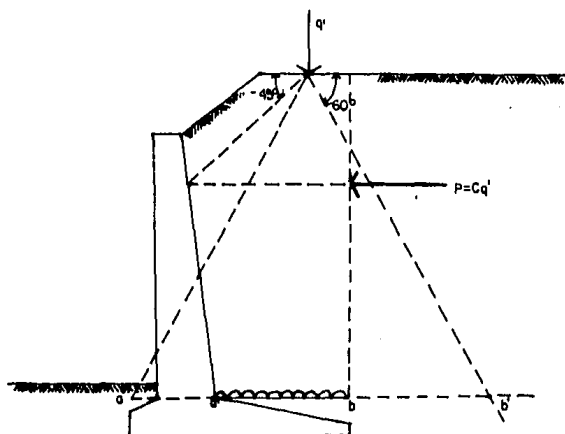


Fig. 2.32 Cálculo de la influencia de una sobrecarga lineal

La presión horizontal que actúa sobre el plano vertical se considera de un valor

$$P = Cq'$$

Donde q' es el valor de la carga (lineal) uniforme y C se obtiene de la tabla del caso 3.

El punto de aplicación de P se obtiene trazando una línea de 45° con respecto al relleno horizontal y por una línea perpendicular a la vertical de la pared del muro, donde esta intercepte a la línea vertical trazada a partir del extremo del talón será el punto de aplicación, si este resulta por debajo de la base del muro, los efectos de la sobrecarga podrán desprejarse.

Los efectos que la carga q' producen a la cimentación del muro, podrán calcularse considerando una influencia de 60° a partir de q' - fig. 2.32 provocando una carga uniformemente repartida a lo largo de a b cuya magnitud será q'/ab , considerando para efecto de los cálculos - aquella porción que afecte a la cimentación tramo $a'b'$.

Para los valores de k_H y k_V , así como la consideración de la altura se tendrán los criterios de los casos 2 y 3.

C A P I T U L O I I I

CONSIDERACIONES GENERALES EN EL DISEÑO

3.1 DIMENSIONES COMUNES

El diseño de un muro de retención comienza con la selección de dimensiones tentativas, para poder revisar si la sección escogida satisface tanto los requerimientos estructurales como los requerimientos de estabilidad.

Las dimensiones que a continuación se muestran, son producto de la experiencia de muros que han tenido un comportamiento estructural adecuado.

3.1.1 Muros de gravedad

Estos muros son por lo general de forma trapezoidal, como se muestra en la fig. 3.1.

La base debe tener las dimensiones tales que la resultante de las fuerzas caigan dentro de su tercio medio. La parte superior del muro en ningún caso debe ser menor que 20 cm, recomendándose 30 cm.

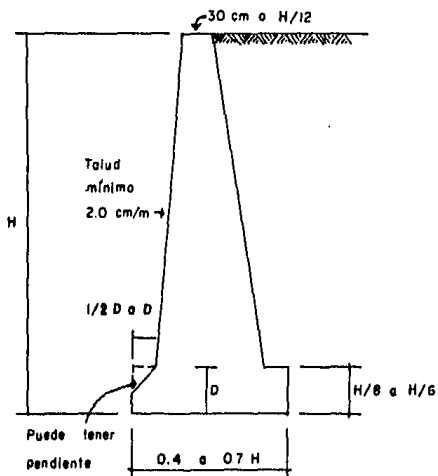


Fig. 3.1 Dimensiones recomendables para un muro de gravedad

3.1.2 Muros en cantilever

Las dimensiones de un muro en cantilever que se encuentren en condiciones normales se muestran en la siguiente figura.

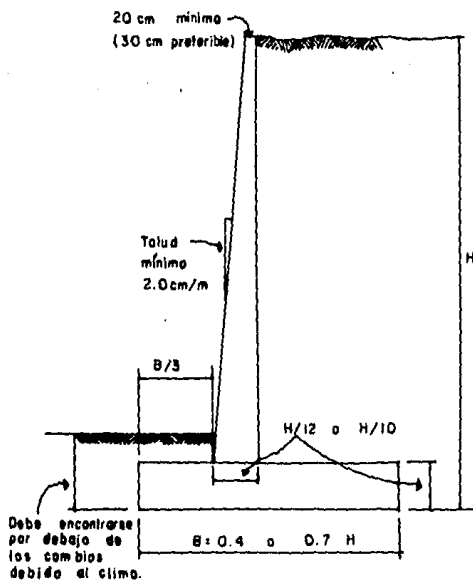


Fig. 3.2 Dimensiones frecuentes de un muro en cantilever

Las dimensiones de la losa de base deben de ser tales que la resultante de las cargas verticales caigan dentro de su tercio medio

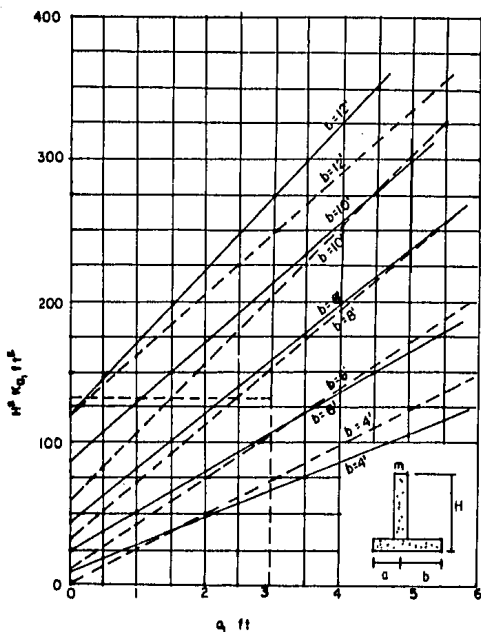


Fig. 3.3 Proporciónamiento de la base para que la resultante caiga en el tercio medio

En la figura anterior en las ordenadas se localiza el valor de $H^2 k_a$ del muro a estudiar, donde k_a representa el valor del coeficiente de empuje activo de tierras según Rankine, hori

zontalmente a este punto se localiza el valor de b que sumado con el valor de a , el cual se encuentra bajando una vertical - hasta el eje de las abscisas, nos dará el ancho de la base del muro.

3.1.3 Muro en contrafuerte

Las dimensiones en este tipo de muros son muy variables ya que estas dependen básicamente del espaciamiento que exista en tre los contrafuertes. Este espaciamiento varfa aproximadamen te de 0.3 a 0.5 de la altura del muro. Pudiendo empezarse al principio del muro o dando una cierta distancia a partir del - extremo. El ancho del contrafuerte usualmente es determinado por el espacio necesario para permitir la colocación apropiada del acero de refuerzo.

Las dimensiones del muro en contrafuerte se muestran a con tinuación.

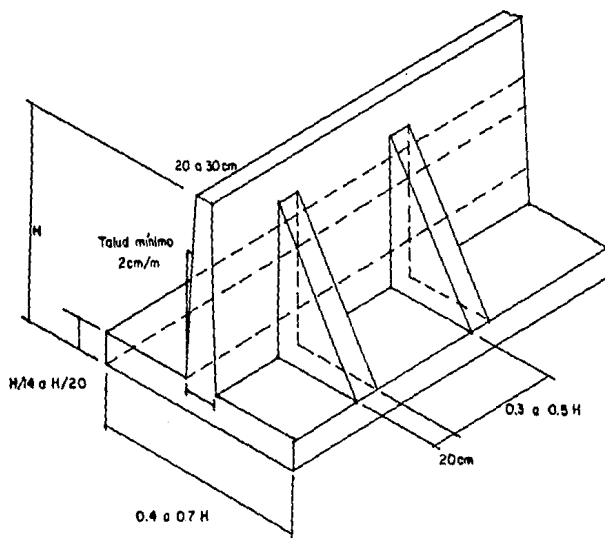


Fig. 3.4 Dimensiones tentativas de un muro en contrafuerte

Cabe señalar que este tipo de muro no será económico si no se tienen alturas mayores de 6 m.

3.2 PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE DISEÑO

Para que el muro se encuentre estable, debe cumplirse lo siguiente.

3.2.1 Resistencia del muro al volteo

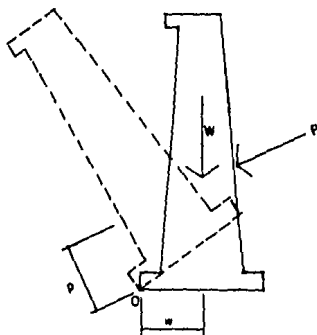


Fig. 3.5 Criterio de volteo en un muro de retención

De la figura anterior se observa que para que este concepto se cumpla, necesariamente.

$$Ww > P_p$$

Ec. 3-1

Es decir que el momento causado por el empuje de tierras - con respecto al punto o, no sea mayor que el momento producido por el peso del muro con respecto al mismo. En el caso de que se trate de un muro en cañilever el momento interno se verá - incrementado por el peso de material de relleno que se encuentre entre el respaldo del muro y la vertical trazada a partir del extremo del talón.

El factor de seguridad para este caso será el siguiente

$$F.S = \frac{\text{Momentos Internos}}{\text{Momentos Volteo}} \quad \text{Ec 3-2}$$

F.S = 1.5 Para rellenos no cohesivos

F.S = 2.0 Para rellenos cohesivos

Como se observa el momento interno debe ser mayor por lo - menos en un 50% al momento de volteo.

Para lograr esto, se incrementan las dimensiones del muro logrando así un mayor peso así como un brazo de palanca con ma yor longitud.

3.2.2 Resistencia del muro contra el deslizamiento

La componente horizontal de todas las presiones tienden a causar el deslizamiento del muro. Este deslizamiento es re-

$$F_s = \frac{R_h}{P_{aH}}$$

Ec 3-3

Donde

$$R_h = W \tan \phi' \quad \text{Ec 3-4} \quad \text{Para Suelos Granulares}$$

$$R_h = C B \quad \text{Ec 3-5} \quad \text{Para Suelos Cohesivos}$$

W = Peso del muro y del suelo que se encuentre por arriba de la base

ϕ' ϕ usualmente se toma de $\frac{1}{2} \phi$ a $\frac{2}{3} \phi$

C = Cohesión

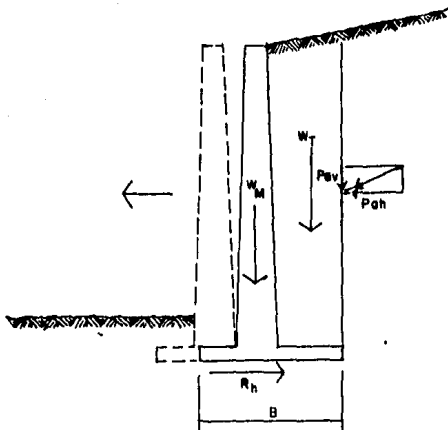


Fig. 3.6 Estabilidad del muro contra deslizamiento

sistido por la fricción entre el suelo y la base y por el empuje pasivo del suelo, que entra en contacto con la parte exterior del pie del muro. Pero el empuje pasivo generalmente se desprecia, ya que no se conoce su comportamiento al paso de las estaciones del año, porque la influencia de árboles, plantas o cualquier otro agente externo pueden producir la presencia de agujeros transformando al suelo en un material muy compresible, que para poder alcanzar el empuje pasivo el muro tendría que desplazarse una distancia excesiva. De tal forma que las fuerzas que contrarrestan al deslizamiento son la fricción y adhesión que exista entre la base y el suelo.

Los coeficientes de fricción comunmente utilizados son

Suelos granulares	(Sin limo o arcilla)	0.55
Suelos granulares	(Con limo o arcilla)	0.45
Suelo arcilloso o limoso		0.35

Si el muro descanza sobre el limo o arcilla, se recomienda que antes de colar la base se retire una capa de 10 cm del suelo cohesivo y se sustituya por 10 cm de arena, o arena y grava muy bien compactada,

El factor de seguridad del muro vendrá dado por la siguiente expresión

$$F.S = \frac{\text{Resistencia Horizontal}}{\text{Fuerza Horizontal}}$$

Por lo general se requiere que el mínimo factor de seguridad sea igual a 1.5. En el caso de que este factor sea difícil de alcanzar se tratará de incrementar la fricción variando la base del muro como se muestra en la siguiente figura

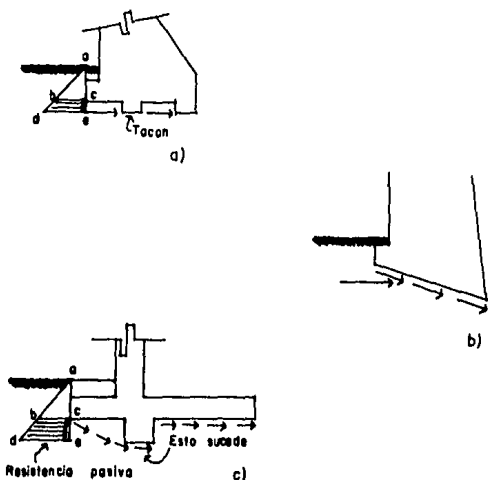


Fig. 3.7 Tipos de bases para incrementar la resistencia al deslizamiento

La fig. 3.7 nos muestra un incremento en la presión pasiva del suelo, así como una mayor distancia en la superficie de deslizamiento. Otra posibilidad para incrementar dicha resistencia es el introducir un tacón en el extremo del talón del muro.

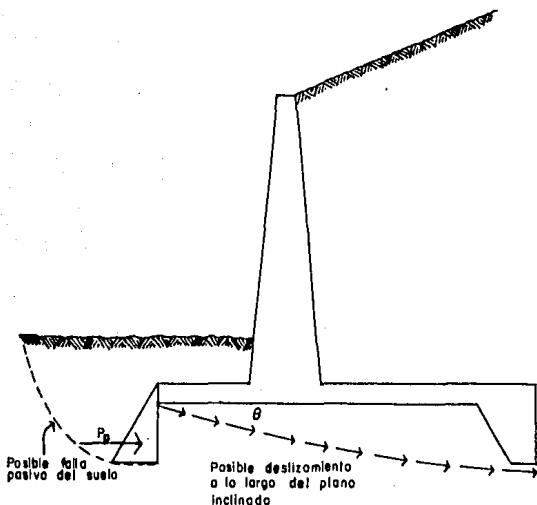


Fig. 3.8 Estabilidad del muro contra el deslizamiento, utilizando un tacón al final del talón

La fig. 3.9 nos da la profundidad a la que se debe encontrar el tacón del talón para tener un coeficiente de seguridad de 1.5, introduciendo los valores del empuje vertical y horizontal, así como del ángulo de fricción interna del material.

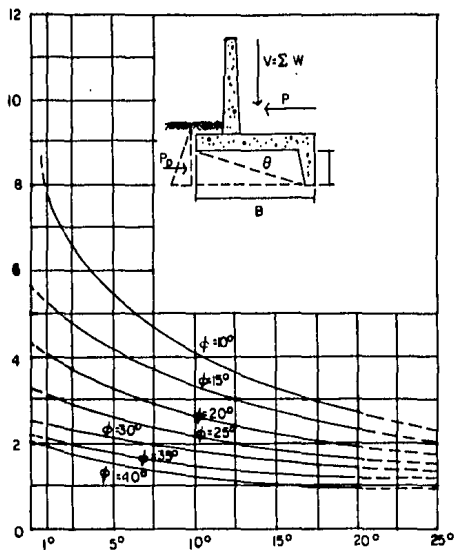


Fig. 3.9 Curvas para encontrar la profundidad del tacón para tener un factor contra el deslizamiento de 1.5

3.3 PRESTION ADMISIBLE DEL SUELO

La base del muro de retención, debe ser proporcionada para evitar la falla por capacidad de carga del suelo, esto se logra teniendo un factor de seguridad adecuado

$$q_a = \frac{q_{ult}}{F.S}$$

El factor de seguridad debe considerarse igual a 2.0 para suelos granulares y de 3.0 para suelos cohesivos.

La carga última del terreno se encuentra por la ecuación de capacidad de carga última desarrollada por Hansen

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c \lambda_c + q N_q S_q d_q \lambda_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \lambda_\gamma \quad \text{Ec 3-6}$$

Donde

S = Factor de forma

d = Factor de profundidad

λ = Factor de inclinación de carga

N_c, N_q, N_γ = Factor de capacidad de carga

T A B L A 3-2

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA N_c , N_q Y N_γ
PARA USAR EN LA EC 3-6

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0°	5.14	1.00	0.0
5	6.48	1.57	0.09
10	8.34	2.47	0.47
15	10.97	3.94	1.42
20	14.83	6.40	3.54
25	20.72	10.66	8.11
30	30.14	18.40	18.08
35	46.13	33.29	40.69
40	75.32	64.18	95.41
45	133.89	134.85	240.85
50	266.89	318.96	681.84

T A B L A 3-3

FORMA APROXIMADA, INCLINACION Y FACTORES DE PROFUNDIDAD PARA LA EC 3-6

FACTORES DE FORMA			
Forma de la base	S_c	S_q	S_y
Franja continúa	1.00	1.00	1.00
Rectangular	$1 + 0.2B/L$	$1 + 0.2B/L$	$1 - 0.4B/L$
Cuadrada	1.3	1.2	0.8
Círculo	1.3	1.2	0.6*
	Limitación B L		
* Usar B = Diámetro			
FACTORES DE INCLINACION			
	i_c	i_q	i_y
	$1 - \frac{H}{2cBL}$	$1 - \frac{0.5H}{V}$	i_q^2
	Limitación H V tan δ + cBL		
Donde tan δ = coeficiente de fricción entre la base de cimentación y el suelo			
c = cohesión entre la cimentación y el suelo			
L = longitud de la cimentación paralela a H			
FACTORES DE PROFUNDIDAD			
	d_c	d_q	d_y
	$1 + \frac{0.35D}{B}$	$1 + \frac{0.35D}{B}$	1.00
Tomar	$d_q = \begin{cases} d_c & \text{Para } \phi > 25^\circ \\ 1.0 & \text{Para } \phi = 0^\circ \end{cases}$		

Por lo general se puede considerar a la base del muro de retención, sujeta a una carga horizontal P_A y a una carga excéntrica vertical V , de modo que si consideramos a la cimentación rígida la presión del suelo será

$$q = \frac{V}{A} \pm \frac{V_e c}{I}$$

Pero

$$\frac{I}{c} = \frac{BL^2}{6}$$

y

$$A = BL$$

Por lo que

$$q = \frac{V}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad \text{Ec 3-7}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} \quad \text{Ec 3-8}$$

Otra forma de calcular la capacidad última en el suelo es considerar que la fuerza V se localiza justo en el centro de la base, y multiplicando este valor por los coeficientes de reducción mostrados en la fig. 3.10 encontramos la capacidad última.

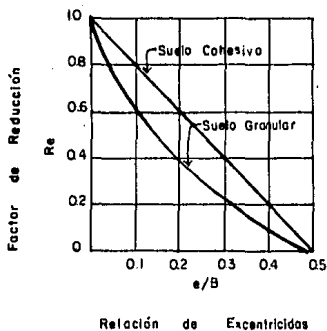


Fig. 3.10 Factores de reducción por cargas excéntricas

3.4 OBRAS DE DRENAJE EN EL MURO

Este tipo de obras son muy importantes para la estabilidad del muro, ya que si no se contemplan los empujes existentes en el muro, - pueden elevarse hasta más de tres veces su valor. Un gran número de fallas en muros de retención han sido ocasionadas por la ausencia del sistema de drenaje.

El tipo de estructura de drenaje dependerá del material de relleno utilizado, cabe decir que el tipo de relleno que mejor funciona para un muro de retención es el que está realizado con materiales gra

ulares que contengan menos del 5 por ciento de arena muy fina, limo o arcilla. Cuando este tipo de material sea escaso, se puede formar una cuña de material granular limitada por el respaldo del muro y por un plano que no tenga más de 60° con respecto a la horizontal, si se tiene esta condición el material de relleno del muro puede considerarse como ideal.

Para el caso de rellenos permeables pueden colocarse drenes o lloraderos dentro del muro como lo muestra la fig. 3.11

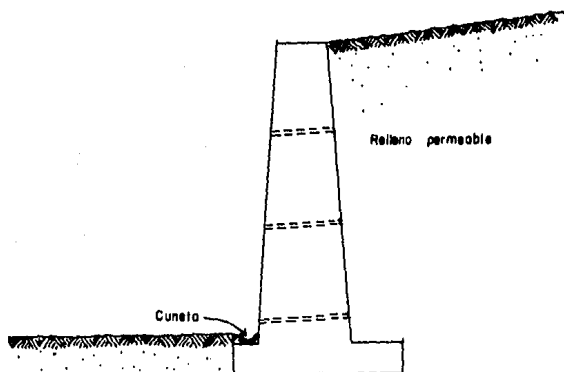


Fig. 3.11 Corte de un muro mostrando el lloradero para rellenos permeables

El dren debe de hacerse por agujeros de 10 o 20 cm. La distancia horizontal entre cada lloradero puede variar de 1.5 m a 4.50 m. La -

distancia vertical entre los drenes no debe exceder de 1,50 m dispues
tos en tres bolillo

Otro método para rellenos permeables es el colocar un dren interno en lugar de los lloraderos, que se extienda a lo largo de todo el muro. Cabe notar que este tipo de método nos elimina la necesidad de tener que hacer una cuneta, ya que el agua que escurre por los lloraderos se infiltraría en el suelo al pie del muro.

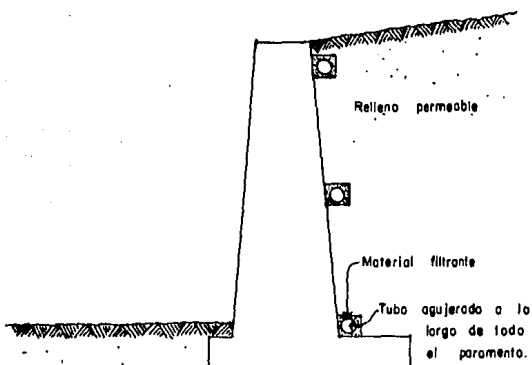


Fig. 3.12 Dren longitudinal

Para suelos semipermeables, requiere de líneas de material filtrante en adición a la tubería de drenaje o lloraderos.

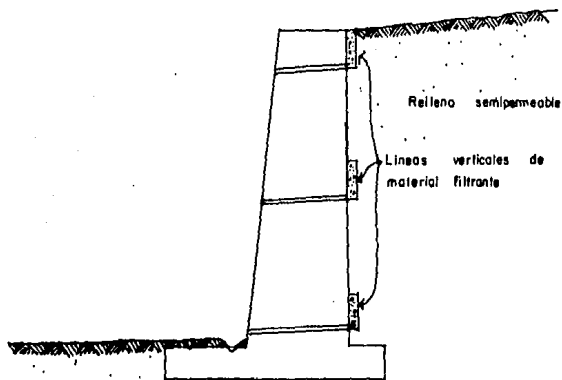


Fig. 3.13 Dren para rellenos semipermeables

Cuando el relleno es un material granular fino, se utiliza una capa paralela al respaldo del muro que descargue en un dren longitudinal al muro, o bien, se utilizan capas inclinadas de drenaje como las que se indican en la figura siguiente

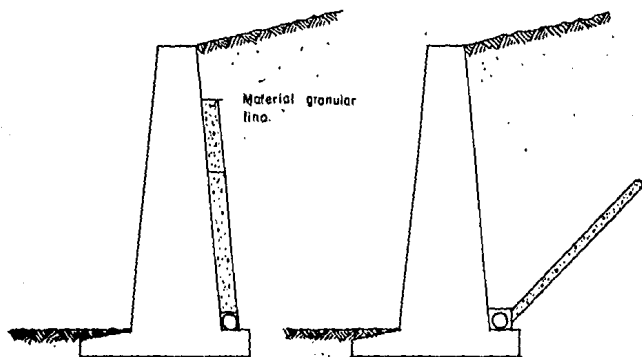


Fig. 3.14 Sistema de drenaje para rellenos que tengan material granular fino

Cuando el material de relleno es arcilloso, suele insertarse una capa de material granular entre el muro y la arcilla. Además, como la parte superior de la arcilla suele presentar grietas, cuando ésta se humedese, permite una mayor permeabilidad. De modo que es necesario construir una capa de drenaje inclinada unida con el filtro vertical, como se muestra en la fig. 3.15

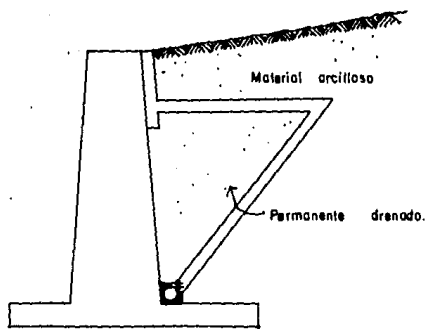


Fig. 3.15 Sistema de drenaje utilizado para material de relleno arcilloso

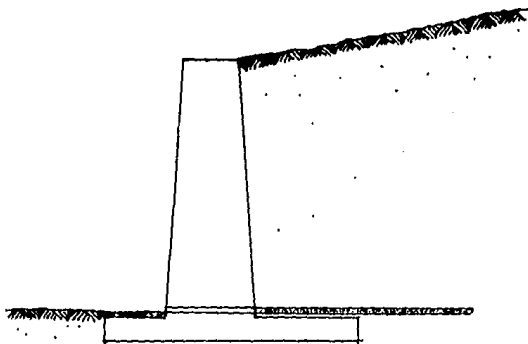


Fig. 3.16 Drenaje de fondo para acelerar la consolidación de un relleno cohesivo

3.5 EFECTOS DE EXPANSION Y CONTRACCION

En el colado y en el curado de un muro de retención, así como en las variaciones climatológicas se inducen esfuerzos que debido a la continuidad longitudinal del muro, estos deben ser resistidos por el material mismo, provocando movimientos de expansión y contracción. Cuando estos movimientos son restringidos se presentan agrietamientos dando una apariencia estructural indeseable en el muro, además de permitir la entrada de agua, lo que podría ocasionar la corrosión del acero.

Para darle libertad de movimientos a la estructura de retención suelen utilizarse juntas que por su clasificación las podemos dividir en juntas de construcción, expansión y contracción. Por su naturaleza una junta de expansión actúa como una junta de contracción, y obviamente las juntas de expansión pueden actuar como juntas de construcción. Una manera de ahorrar es el hacer que la junta de construcción coincida con la junta de expansión.

Las juntas de construcción no tienen como objeto el proporcionar libertad de movimiento a la estructura, si no que el objeto de éstas es el poder interrumpir el colado, situación que es frecuentemente necesaria al no tener una operación continua. Si se tiene una buena sujeción entre el concreto endurecido y el concreto fresco, la resistencia de diseño del muro prácticamente será la misma.

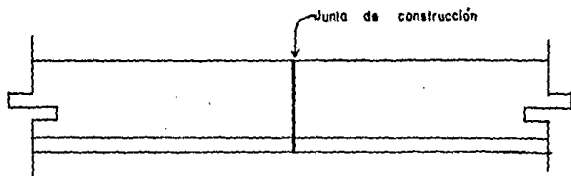


Fig. 3.17 Junta de construcción

Las juntas de construcción son necesarias entre la losa de base y la parte superior del muro. En muros altos, una o dos juntas son necesarias en lo que es el muro mismo.

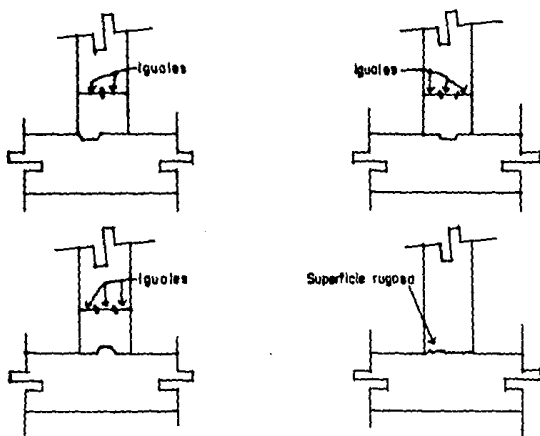


Fig. 3.18 Juntas de construcción

Antes de colar el concreto fresco se limpia la sección a unir y se le hecha una lechada rica en cemento.

Las juntas de expansión son utilizadas para permitir la expansión y contracción del concreto durante el periodo de colado, así como en el periodo de servicio de la estructura, permitiendo cambios dimensionales en el concreto debido a una sobrecarga, cambios climatológicos, asentamientos diferenciales en la cimentación, etc. En muros de gravedad monolíticos, este tipo de juntas son esenciales y deben ser espaciadas a intervalos de 10 a 15 m.

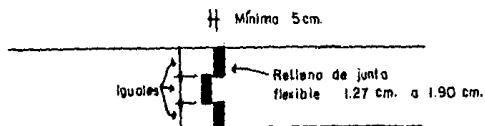


Fig. 3.19 Junta de expansión en un muro

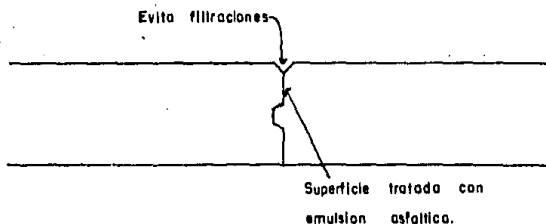


Fig. 3.20 Junta de construcción usada como junta de construcción en un muro

En los muros en contrafuerte, la localización de las juntas de expansión y de construcción afectan el diseño de la losa del muro, la losa de base, así como los contrafuertes. Estas juntas pueden localizarse entre dos contrafuertes, resultando dos tableros en cantilever - divididos por la junta.

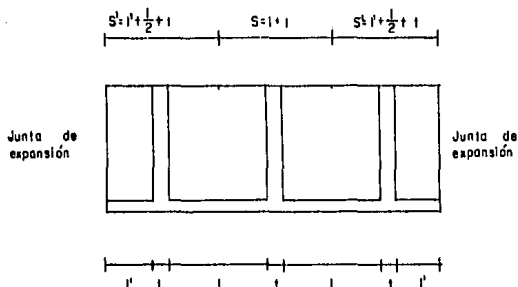


Fig. 3.21 Junta de expansión a la mitad del contrafuerte

Si las juntas se encuentran localizadas a la mitad de contrafuertes los momentos entre las dos secciones separados por ésta deben ser iguales.

O bien la junta se puede encontrar en el centro de un contrafuerte.

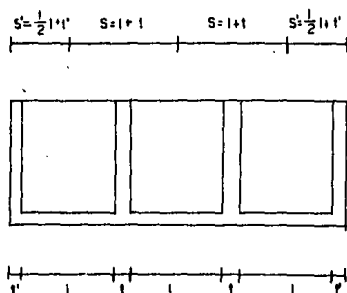


Fig. 3.22 Junta de expansión en el centro de un contrafuerte

Para muros en contrafuerte, es posible construir 2 contrafuertes unidos con una junta, pero este tipo de solución no es económica. Generalmente la junta se coloca entre los dos contrafuertes.

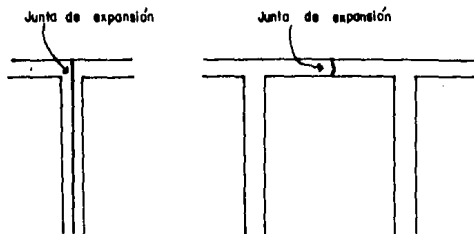


Fig. 3.23 Juntas de expansión en muros en contrafuerte

En muros de mampostería los movimientos del muro son captados por las juntas de mortero.

CAPITULO IV

EJEMPLO NUMERICO DE UN MURO DE GRAVEDAD

Se necesita construir un terraplen de 5.50 m y una inclinación de 10° con respecto a la horizontal, para un proyecto arquitectónico localizado en Jalapa, Veracruz. El material de relleno será extraído de un banco localizado a las afueras de la ciudad, el material es granular con un ángulo de fricción interna, $\phi = 32^\circ$ y un peso específico $\gamma = 1.76 \text{ ton/m}^3$. El relleno será colocado en capas sensiblemente horizontales, de espesor uniforme menor o igual a 30 cm. El material será semicompactado con el paso natural del equipo de construcción empleado para transportar el material del banco de préstamo y por el equipo de construcción utilizado para tender el material.

El suelo donde la base descansa tiene un ángulo de fricción interna $\phi = 36^\circ$ y su peso específico es de $\gamma = 1.92 \text{ ton/m}^3$ según los datos proporcionados por el laboratorio de capacidad de carga admisible del suelo es de 29 ton/m^2 .

Diseñe un muro de retención para que satisfaga las condiciones anteriores. La longitud transversal es 12 m.

Solución

Aunque generalmente un muro de gravedad suele ser una solución

menos económica que un muro en cantilever, cuando se tratan de alturas no muy grandes la diferencia suele ser mínima, en este ejemplo - se analizará un muro de gravedad hecho de concreto.

Dimensiones tentativas

De acuerdo a la fig. 4.1 se tienen las siguientes dimensiones

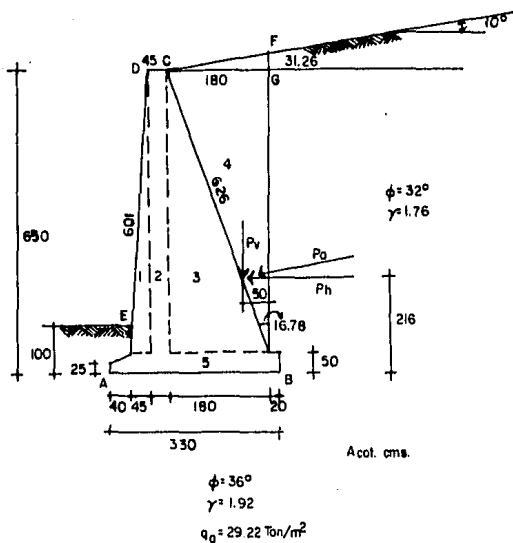


Fig. 4.1 Dimensiones del muro

Debido a las proporciones masivas y a los esfuerzos relativamente bajos que se tienen en el concreto, se ha escogido un $f'_c = 150$ kg/cm².

Cálculo de la estabilidad del muro

Calculando el empuje activo según Rankine, se tiene que

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a$$

Donde

$$k_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Sustituyendo valores

$$k_a = \cos 10^\circ \frac{\cos 10^\circ - \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 32^\circ}}{\cos 10^\circ + \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 32^\circ}}$$

$$k_a = 0.321$$

La altura del relleno H_t se tomará igual a la altura del muro más la altura GF de la figura de modo que

$$H_t = 650 + 31.26$$

$$H = 681.26 \text{ cm}$$

Así que

$$P_A = \frac{1}{2} (1.76) (6.81)^2 (0.321)$$

$$P_A = 13.1 \text{ ton/m}$$

El punto de aplicación de esta fuerza se encuentra localizado a $\frac{1}{3} H$ a partir de la base de tal manera

$$d = \frac{1}{3} H = \frac{1}{3} 6.50$$

$$= 2.16 \text{ m}$$

y se considera que actúa contra el muro con un ángulo igual al de la inclinación del muro

Así que

$$P_V = P_A \text{ Sen } 10^\circ$$

$$P_V = 13.1 \text{ Sen } 10^\circ$$

$$P_V = 2.275 \text{ ton/m}$$

$$P_H = P_A \text{ Cos } 10^\circ$$

$$P_H = 12.901 \text{ ton/m}$$

Calculemos las fuerzas proporcionadas por el muro, dividiendo a éste como se muestra en la fig. 4.1

No.	Peso (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton-m)
1	$\frac{1}{2} \cdot 0.45 \times 6.0 \times 2.4 = 3.24$	0.70	2.268
2	$0.45 \times 6.0 \times 2.4 = 6.48$	1.075	6.966
3	$\frac{1}{2} \cdot 1.80 \times 6.0 \times 2.4 = 12.960$	1.90	24.624
4	$\frac{1}{2} \cdot 1.80 \times 6.0 \times 1.76 = 9.504$	2.50	23.760
5	$0.50 \times 3.30 \times 2.4 = 3.96$	1.650	6.534
	$P_v = \underline{2.275}$	2.6	<u>5.914</u>
	$\Sigma v = 38.419$		$\Sigma M = 70.066$

Cabe notar que para el cálculo del peso 4 se despreció la distancia FG. Y que la base del muro se consideró rectangular.

Cálculo de la estabilidad del muro contra el volteo

El momento de volteo vendrá dado por

$$M_v = P_H \times \text{Brazo}$$

$$M_v = 12.901 \times 2.16$$

$$M_v = 27.86 \text{ Ton-m}$$

De acuerdo a la Ec 4-2

$$F_s = \frac{\text{Momentos Internos}}{\text{Momentos de Volteo}}$$

$$F_s = \frac{70.066}{27.86}$$

$$F_s = 2.515 > 1.5 \quad \underline{\text{Pasa}}$$

Cálculo de la resistencia contra el deslizamiento

Debido a condiciones de proyecto es aceptable el cálculo del empuje pasivo

De tal forma

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_p$$

Como el suelo donde se encuentra cimentado el muro no tiene pendiente el valor k_p vendrá dado por la Ec

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

Sustituyendo

$$k_p = \frac{1 + \text{Sen } 36^\circ}{1 - \text{Sen } 36^\circ}$$

$$k_p = 3.852$$

Implicando que

$$P_p = \frac{1}{2} (1.92) (1.01)^2 (3.852)$$

$$P_p = 3.698 \text{ Ton}$$

La resistencia horizontal viene dada por la Ec 4-4

$$R_H = W \text{ Tan } \phi'$$

$$\phi' = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} 36^\circ$$

$$\phi' = 24^\circ$$

W = Peso del muro y del suelo que se encuentre por arriba de -
la base

$$W = 38.419 \text{ Ton}$$

$$R_H = 38.419 \text{ Tan } 24^\circ$$

$$R_H = 17.10 \text{ Ton}$$

El factor de seguridad contra el deslizamiento será

$$F_s = \frac{R_H + P_p}{P_H}$$

Sustituyendo

$$F_s = \frac{17.10 + 3.698}{12.901}$$

$$F_s = 1.61 > 1.5 \quad \underline{\text{Pasa}}$$

Revisión por carga admisible

Localización de la resultante

Sabemos que

$$V \bar{x} = \Sigma M$$

Implicando que

$$\bar{x} = \frac{70.066 - 27.86}{38.419}$$

$$\bar{x} = 1.099 = 1.10$$

$$\bar{x} = 1.10 \text{ m}$$

La resultante cae en el tercio medio de la base

Presión admisible del suelo

Consideremos un ancho unitario y aplicando la Ec 3-7 se tiene que

$$q = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Donde

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

$$e = \frac{3.30}{2} - 1.10$$

$$e = 0.550$$

Así que

$$q_{\max} = \frac{38.419}{3.30} \left(1 + \frac{6(0.550)}{3.30} \right)$$

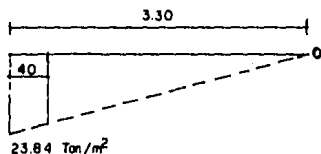
$$q_{\max} = 23.284 \text{ Ton/m}^2 < 29.22 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{38.419}{3.30} \left(1 - \frac{6(0.550)}{3.30} \right)$$

$$q_{\min} = 0$$

Por lo que no se presentan tensiones en el área de contacto.

Chequemos los esfuerzos de tensión en lo que es la porción del pie de la base del muro.



$$Ely'''' = q = 23.284 - 0.071 x$$

$$Ely''' = Q = 23.284 x - \frac{0.071 x^2}{2}$$

$$Ely'' = M = \frac{23.284 x^2}{2} - \frac{0.071 x^3}{6}$$

Introduciendo los límites de $x = 0$ a $x = 0.40$ tenemos que

$$M = 11.642 x^2 - 1.176 x^3 = 11.642(0.40)^2 - 0.012(0.40)^3$$

$$M = 1.8620 \text{ Ton-m}$$

Los esfuerzos se calculan como

$$f = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6(1.8620)}{1(0.50^2)} = 44.89 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 4.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo de tensión admisible en el concreto es

$$f_t = 1.6 f'_c = 19.59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 4.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Drenaje

Debido a que es un relleno permeable se colocarán 3 tuberías a lo largo de toda la superficie longitudinal del muro, separadas 1.50 m el tubo a emplearse será de concreto hidráulico simple, del tipo - macho y campana, exentos de defectos y grietas, y con una longitud no mayor de 125 cm. Las perforaciones que tendrá el tubo se muestran a continuación.

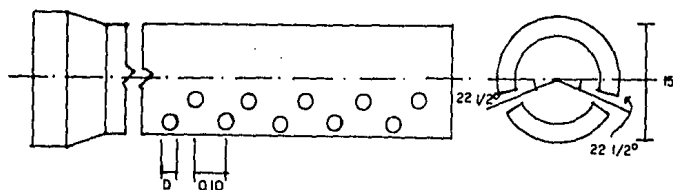


Fig. 4.2 Perforaciones en el tubo de drenaje

Se utilizará el material filtrante alrededor del tubo, este material deberá cumplir las condiciones granulométricas de la fig. 4.3.

El material utilizado para filtro deberá estar en la zona sombreada de la gráfica, además deberá cumplirse que LL 25%; e IP 6%

Previamente a la colocación de los tubos se acondicionará una plantilla de 10 cm con el mismo material de filtro apisonándola hasta proporcionar una superficie resistente y uniforme y se le dará una pendiente de 1.5%.

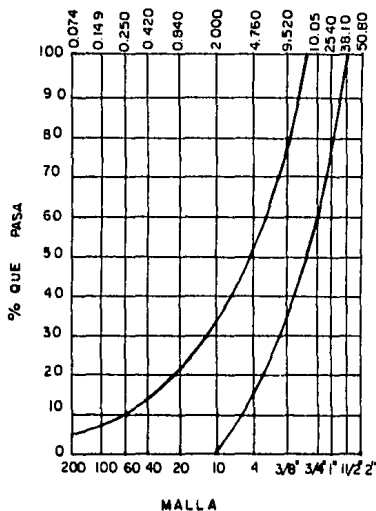


Fig. 4.3 Granulometría de material filtrante

Una vez colocado el tubo este debe quedar rodeado por el material filtrante por 15 cm, colocado a volteo y será apisonado suavemente para lograr su acomodo.

Debido a las dimensiones del muro se utilizará concreto ciclopeo, y deberá ser colado monolíticamente.

CAPITULO V

MUROS EN CONTRAFUERTE

El procedimiento que se sigue para su diseño, consiste en seleccionar las dimensiones, fig. 3.4, para después investigar el comportamiento de cada una de las partes que integran al muro.

5.1 DISEÑO DE LA LOSA DEL MURO

Si no existen sobrecargas, la distribución de la componente normal del empuje de tierras se considera triangular fig. 5.1 línea *ecf*

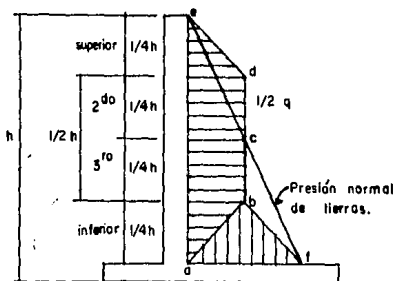


Fig. 5.1 Diagrama de presiones normales

La parte inferior de la losa del muro se considera como un apoyo fijo.

El procedimiento usual de diseño de la losa del muro es considerarla dividida en franjas horizontales de 1 m de alto. Cada franja se considera cargada uniformemente con la componente normal de la presión de tierra correspondiente a su profundidad.

El diagrama de presiones para el cálculo del momento positivo se supone trapezoidal abde fig. 5.1.

El diagrama para el cálculo de los momentos negativos en la losa del muro se considera trapezoidal abce fig. 5.1.

Sea n la presión unitaria normal en la franja imaginaria supuesta. Los momentos flexionantes a la mitad del tablero y aquellos en los extremos de los contrafuertes son iguales a

$$M = Jn l^2$$

Donde J es un coeficiente que depende de la posición de las juntas de expansión

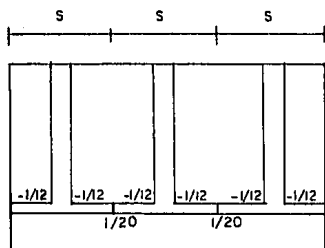


Fig. 5.2 Coeficientes horizontales para el cálculo del momento flexionante para un muro en contrafuerte con juntas de expansión a la mitad del tablero

Estos coeficientes son usados con el diagrama de presiones normales mostrados en la fig. 5.1 para obtener los momentos flexionantes en los apoyos así como a la mitad del tablero.

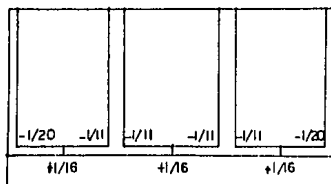


Fig. 5.3 Coeficientes horizontales para el cálculo del momento flexionante para un muro con juntas de expansión en el contrafuerte

En el diagrama de presión mostrado en la fig. 5.1 se supone que las presiones correspondientes a la porción abf que está ashurada verticalmente, son transmitidos en forma vertical a la base del muro.

Para el cálculo de los momentos flexionantes verticales, se tiene una fórmula empírica la cual nos da el máximo momento negativo con suficiente aproximación, actuando a la mitad del tablero entre contrafuertes

$$M = - 0.03qh^2 \frac{\ell}{h} = - 0.03qh\ell \quad \text{Ec 5-1}$$

Donde

M - Es el momento flexionante en la franja inferior de 1 m de ancho entre contrafuertes

q - Es la componente normal de la presión de tierra en la parte inferior de la losa del muro

h - Es la altura de la losa del muro

ℓ - Es el claro entre contrafuertes

El máximo momento positivo ocurre cerca del cuarto inferior de la franja vertical y es aproximadamente igual a un cuarto del momento negativo dado por la fórmula 5-1. El momento flexionante vertical en el cuarto superior se considera nulo. Los momentos verticales a diversas profundidades tienen sus valores máximos a la mitad entre contrafuertes y son iguales a cero en los contrafuertes. Entre estos dos

extremos tiene una variación parabólica. Como procedimiento de diseño se sugiere que el momento flexionante vertical sea considerado constante a lo largo del tercio medio de la losa del muro y que decrezca linealmente a cero en los contrafuertes.

Una de las condiciones que determinan el espaciado entre contrafuertes es el momento flexionante vertical dado por la Ec 5-1

Sabemos que

$$M_R = R b d^2$$

Pero

$$M_R = M$$

Sustituyendo 5-1 se tiene que

$$M_R = 0.03 qhL$$

$$L = \frac{M_R}{0.03 qh} \quad \text{Ec 5-2}$$

El esfuerzo cortante se puede calcular por la siguiente fórmula empírica

$$V = 0.40 qh \frac{L}{h} = 0.40 qL \quad \text{Ec 5-3}$$

A continuación se muestra una tabla que nos da coeficientes para el cálculo de momentos horizontales así como verticales considerando a la losa como libre en el extremo superior pero fija a lo largo de -

los contrafuertes, y en la junta con la base del muro,

MOMENTO FLEXIONANTE IGUAL AL COEFICIENTE MULTIPLICADO POR $q\ell^2$								
y/H	Momentos horizontales en el centro				Momentos horizontales en los extremos			
	Relación ℓ/H				Relación ℓ/H			
	0	0.50	0.75	1.00	0	0.50	0.75	1.00
0		0.004	0.007	0.009		-0.008	-0.012	-0.018
0.25	0.010	0.020	0.014	0.010	0.021	0.016	0.020	0.023
0.50	0.021	0.024	0.018	0.013	0.042	0.036	0.030	0.029
0.75	0.031	0.024	0.012	0.008	0.063	0.028	0.023	0.020
1.00	-	-0.012	-0.009	-0.007	0	0	0	0

TABLA 5-1 Coeficientes de momento horizontal para losa del muro

En la Tabla 5-1 ℓ/h representa la relación del claro del tablero ℓ a la altura del muro H , como se observa en la fig. 4.2 este valor - suele variar de 0.3 a 0.5 H . La distancia que se encuentra por debajo de la corona se designa por y , q representa la presión unitaria - normal. Para encontrar el valor del momento hay que multiplicar el - coeficiente por el valor de $q\ell^2$.

Para el cálculo de los momentos verticales a diversas profundidades en una franja vertical a la mitad del claro de un metro de ancho se tiene la Tabla 5-2 la cual nos da los valores de los coeficientes.

MOMENTO FLEXIONANTE IGUAL AL COEFICIENTE MULTIPLICADO POR qH^2			
Momentos verticales en la franja central			
Relación l/H			
y/H	0,50	0,75	1,00
0	0	0	0
0.25	0	0.001	0.002
0.50	0.002	0.005	0.009
0.75	0.004	0.007	0.008
1.00	-0.015	-0.024	-0.035

TABLA 5-2 Coeficiente de momento vertical para losa del muro

Para encontrar el valor del momento flexionante vertical hay que multiplicar los valores de los coeficientes por el valor de qH^2 donde H representa la altura del muro.

5.2 DISEÑO DEL PIE DEL MURO

Las fuerzas actuantes en el pie se muestran en la siguiente figura.

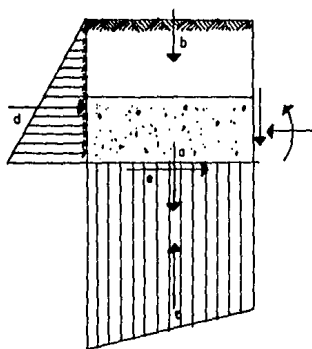


Fig. 5.4 Fuerzas actuantes en el pie del muro

- a - Fuerza actuante debido al peso del pie
- b - Fuerza actuante del peso del suelo
- c - Reacción del suelo
- d - Fuerza pasiva del suelo
- e - Fuerza producto de la fricción

Para que pueda ser transmitido el momento flexionante en la junta existente entre el talón y el pie estos deben de ser del mismo espesor, además de que el acero de refuerzo debe de adentrarse lo suficiente al talón para que sea posible la transmisión del momento flexor. En términos generales se recomienda que por lo menos la mitad del refuerzo que se encuentra en el talón se extienda a lo largo de toda la base del muro. Y las varillas restantes tengan un anclaje de

12 diámetros en el talón del muro.

5.3 DISEÑO DEL TALÓN DEL MURO

La losa del talón se encuentra sujeta a las partes inferiores de los contrafuertes por el refuerzo vertical, creando una condición de empotramiento. A su vez la losa se considera fija en la parte inferior de la losa del muro, aunque el efecto favorable del empotramiento no se considera.

En adición a las cargas verticales aplicada al talón debe considerarse el efecto de la transmisión del momento del pie.

Para incrementar la resistencia al deslizamiento se utiliza en algunos casos un tacón en el talón. El efecto que pudiese dar este elemento en relación al soporte en el extremo de la losa del talón es despreciado, para este caso sólo una pequeña cantidad de refuerzo es introducido. Si al tacón se le diera la condición de una viga de talón, el elemento produciría una condición de apoyo en el extremo del talón. Si esto se realiza, la losa del talón estaría fija en sus cuatro extremos. Las fuerzas actuantes en el talón se muestran en la siguiente figura.

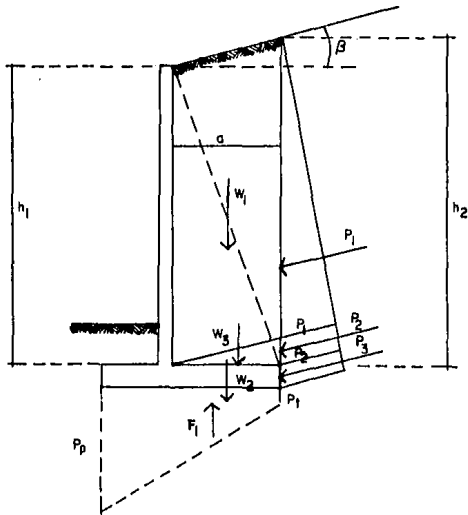


Fig. 5.5 Fuerzas actuantes en el talón del muro

W_1 = Peso del suelo que se encuentre por encima de la losa

W_2 = Peso de la losa misma

W_3 = Componente vertical de P_2 transmitida a la parte superior de la losa del talón

W_4 = Componente vertical de P_3 actuando en el extremo de la losa

W_5 = Efecto de la transmisión del momento del talón

F_1 = Reacción del suelo

Los efectos de las componentes horizontales de P_2 , P_3 y la presión ejercida por el suelo son despreciadas.

Para calcular el valor de W_3 se procede como sigue

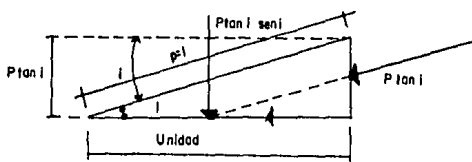


Fig. 5.6 Análisis de la componente vertical de P_2

La presión inclinada P en el plano vertical del talón del muro, tiene como consecuencia una transmisión de carga en la parte superior del talón cuyo valor es $P \tan i \operatorname{Sen} i$.

De modo que la presión vertical en el talón de la fig. 5.5 será

$$W_3 = P_2 \tan i \operatorname{Sen} i \quad \text{Ec 5-4}$$

y la fuerza adyacente a la parte trasera de la losa del muro será

$$W_3' = P_1 \tan i \operatorname{Sen} i \quad \text{Ec 5-5}$$

De modo que la presión total será

$$W_3 = \frac{1}{2} (W_3 + W_3') a = \frac{1}{2} (P_1 + P_2) \tan i \operatorname{Sen} i a = P_2 \operatorname{Sen} i$$

Esta fuerza se puede suponer como uniformemente distribuida a lo largo de la losa del talón con una intensidad promedio de

$$W_3 \text{ (Pctg)} = \frac{P_2 \operatorname{Sen} i}{a} \quad \text{Ec 5-6}$$

La componente vertical de P_3 se designa por W_4 y produce esfuerzos cortantes, que sus efectos son transmitidos al interior de la losa.

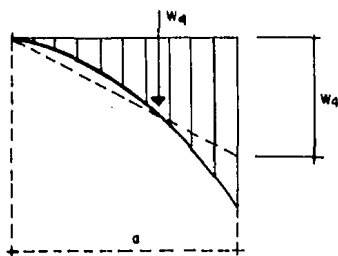


Fig. 5.7 Distribución de la componente P_3

El área del triángulo de la fig. 5.8 será

$$A = \frac{1}{2} W_4 a \quad \text{Ec 5-7}$$

Por otro lado la resultante W_4 puede ser expresada en términos -

de la suma de las magnitudes de la presión de tierra en esa porción - de muro de tal suerte que W_4 será el valor de la resultante de fuerzas en la sección así que

$$W_4 = P_3 \text{ Sen } \alpha \quad \text{Ec 5-8}$$

Siendo el área de la figura igual a W_4 , tenemos que

$$\frac{1}{2} W_4 \alpha = P_3 \text{ Sen } \alpha$$

$$W_4 = \frac{2 P_3 \text{ Sen } \alpha}{\alpha} \quad \text{Ec 5-9}$$

Como se observa en la fig. 5.7 el valor de W_4 es nulo en la junta entre la losa del muro y la losa del talón.

W_5 es el valor sustituto debido al efecto que produce el momento en el pie a la losa del talón. Este está aplicado a lo largo del extremo de la losa del talón adyacente a la losa del muro. Y hace que la losa del talón tenga una deflexión hacia abajo exceptuando en los extremos de la losa del muro así como en los contrafuertes. Este efecto que produce el momento, puede ser realizado por cargas equivalentes produciendo un efecto muy semejante. Un factor para determinar la intensidad, así como la distribución de las cargas equivalentes es la relación del ancho del talón al claro entre contrafuertes. Imaginemos una franja transversal de 1 m de ancho y que se encuentre a la mitad del claro entre contrafuertes. Supóngase que esta franja se encuentre en condición libre debido a que en sus extremos se tienen juntas verticales.

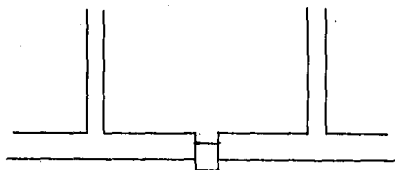


Fig. 5.8 Efecto de la transmisión del momento del pie franja libre

Como la franja central no tiene la condición de libertad implica que existirán esfuerzos cortantes en los extremos producidos por una fuerza vertical que tiendan a separar la franja

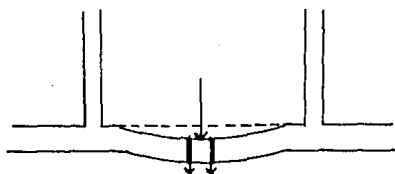


Fig. 5.9 Efecto de la transmisión del momento del pie

La distribución de estas fuerzas se muestran a continuación



Fig. 5.10 Distribución de las fuerzas debidas al momento transmitido

Supóngase que la distribución de las cargas equivalentes en el talón es parabólica. Por simplicidad en el cálculo, se supone que el ancho del muro es cero y que el momento es igual a M_p el cual fue determinado en el diseño del pie.

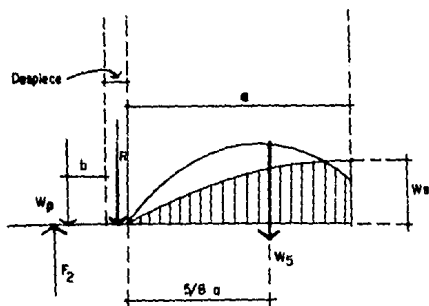


Fig. 5.11 Distribución de presiones equivalentes

El valor total de las cargas equivalentes a lo largo de la franja transversal en estudio se indica por el área sombreada en la figura y es igual a W_s y el valor de la carga unitaria se representa por W_s

$$W_s = \frac{2}{3} W_s \cdot a \quad \text{a)}$$

ya que se supone distribución parabólica.

Como el centroide se encuentra a $\frac{5}{8} a$ se tiene que

$$W_s \cdot \frac{5}{8} a = M_t \quad \text{b)}$$

Sustituyendo el valor de W_s en b).

$$\frac{2}{3} W_s \cdot a \cdot \frac{5}{8} a = M_t$$

$$W_s = 2.4 \frac{M_t}{a^2} \quad \text{Ec 5-10}$$

Se considera que el valor de W_s es constante entre contrafuertes.

Existe una reacción R a lo largo del extremo inferior de la losa del muro la magnitud de esta reacción es

$$R = W_s + F_2 - M_t \quad \text{Ec 5-11}$$

La resultante de estas cargas verticales en la losa del pie deben representarse por un diagrama triangular como se muestra a continuación.

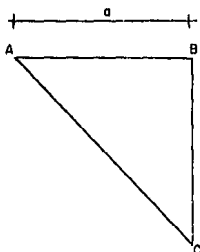


Fig. 5.12

Para obtener el diagrama sólo se necesita calcular las diversas cargas unitarias en el pie. La carga resultante en cada franja longitudinal se considera uniforme entre apoyos. Una vez determinado el valor de estas cargas, se sugiere la utilización de los coeficientes para momento flexionante dados en la fig. 5.2. Se sugiere que los cortantes en los extremos de cada franja longitudinal en tableros interiores sea considerado igual a la mitad de la carga uniforme de esa franja. Para el caso en que se considere una franja en cantilever - fig. 5.2 el cortante en el extremo contiguo al contrafuerte se considera igual a la carga uniforme multiplicada por el claro.

Para el diseño del pie se han hecho muchas suposiciones, sin embargo estas no afectan significativamente al diseño del muro ya que se encuentran en un valor tolerable.

CONTRAFUERTES

Cada uno de los contrafuertes de las figuras 5.2 y 5.3, la porción de las losas del muro incluidas en una longitud S actúan como un solo elemento para resistir la presión lateral del suelo ejercida sobre los contrafuertes. Como otras partes del muro en contrafuerte un análisis riguroso en el cálculo de los esfuerzos actuantes en el contrafuerte sería muy complicado para realizarse, pero realizando suposiciones se simplifican estos cálculos y se darán resultados consistentes, y con suficiente aproximación para los propósitos de diseño.

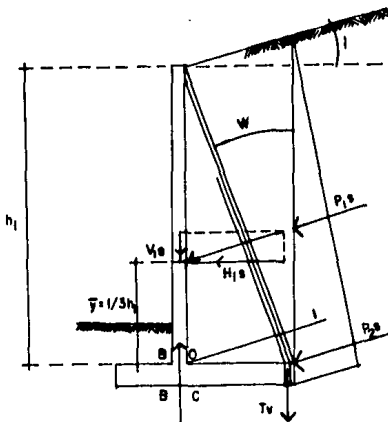


Fig. 5.13 Fuerzas actuantes en el contrafuerte

En la figura anterior P_1 es la porción de presión de tierras que es tomada por el contrafuerte en un metro lineal. La presión resultante será $P_1 S$

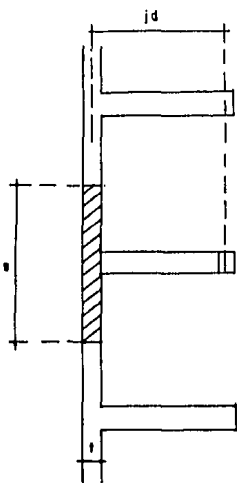


Fig. 5.14 Porción de la losa del muro actuante en el cálculo del contrafuerte; brazo del contrafuerte

La losa del muro transmite parte de la presión lateral directamente a la base, por un comportamiento similar al cantilever, lo que reduce el valor de la carga tomada por el contrafuerte como se muestra en la fig. 5.15. Este efecto no se considera en el diseño del contrafuerte.

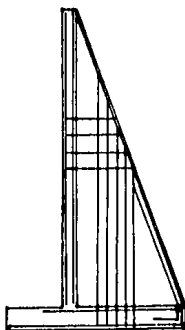


Fig. 5.15 Refuerzo en un muro en contrafuerte

El esfuerzo de compresión en la sección asurada de la fig. 5.14 en la parte inferior de la losa del muro, debido a su peso, es aproximadamente igual a $650 h_1 \text{ kg/m}^2$.

El máximo esfuerzo de flexión debido al empuje de tierras ocurre en la sección horizontal donde se une la losa del muro y el contrafuerte con la base.

Excepto para muros muy altos, el esfuerzo unitario de compresión en el concreto está muy por abajo de los valores admisibles. Los esfuerzos importantes se tienen en la zona de tensión, determinando así

el área de acero requerida en la sección.

Si el esfuerzo de compresión en el contrafuerte es despreciado, la resultante del esfuerzo de compresión vertical debida al momento - se puede considerar que actúa a la mitad de la losa del muro. Este momento es resistido por el par formado por C y T_v fig. 5.13 donde C es la componente vertical de los esfuerzos de compresión y T_v la componente vertical de los esfuerzos en tensión. Se supone que el esfuerzo T_v actúa en el centroide del acero de refuerzo. Como se observa en la fig. 5.15 el brazo del par es Jd . De manera que

$$CJd = T_v Jd = M \quad \text{o} \quad C = T_v = \frac{M}{Jd} \quad \text{Ec 5-12}$$

De la variación triangular de la presión de tierras tenemos

$$M = H_s \frac{h_1^2}{3} \quad \text{Ec 5-13}$$

Donde, H_s es la componente horizontal de P_1 .

Si t es igual al ancho de la losa del muro en la sección a considerar tenemos que

$$C = f_c S t \quad \text{Ec 5-13a}$$

Si T es igual a la resultante en tensión del acero de refuerzo, w es el ángulo entre la vertical y la dirección de este refuerzo, y A_s es el área de acero requerida tenemos

$$T_y = T \cos w = f_s A_s \cos w \quad \text{Ec 5-13c}$$

De la Ec 5-12 y de 5-13a tenemos que

$$f_c = \frac{M}{stjd} \quad \text{Ec 5-14}$$

El ancho S tiene una variación lineal fig. 5.16 en la parte inferior de la losa del muro se considera que el ancho S es máximo con un valor de ocho veces el espesor de la losa a cada uno de los lados del contrafuerte. Y en la parte superior se encuentra el mínimo ancho - siendo éste el espesor del contrafuerte.

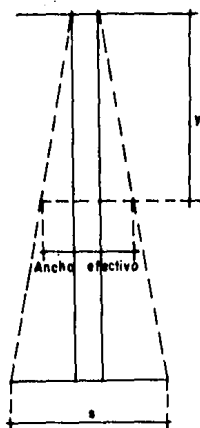


Fig. 5.16 Ancho efectivo a considerar en el cálculo del contrafuerte

De la Ec 5-12 y 5-13b se tiene que

$$A_s = \frac{M}{f_s j d \cos w} \quad \text{Ec 5-15}$$

Las varillas deben doblarse a 90° en el talón del muro para proporcionar tanto adherencia como un anclaje adecuado.

El esfuerzo cortante unitario se calcula de acuerdo a la fórmula

$$v = \frac{1}{b j d} (H_1 - \frac{M}{d} \tan w) \quad \text{Ec 5-16}$$

El esfuerzo de adherencia es

$$u = \frac{v b}{\Sigma O} \quad \text{Ec 5-17}$$

El empuje de tierras empuja a la losa del muro causando esfuerzos al contrafuerte, este podrá ser evaluado multiplicando la componente horizontal por la distancia s , fig. 5.15, menos el ancho del contrafuerte.

Los amarres del acero de refuerzo que se recomiendan se muestran en la fig. 5.16

EJEMPLO 2

Diseñar un muro en contrafuerte para soportar un relleno con una altura de 6.0 m. La base deberá estar situada 1 m por debajo de la superficie. El peso específico del material de relleno es de 1.6 Ton/m^3 con un ángulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$. El ángulo de inclinación del relleno con respecto a la horizontal es de 15° . El suelo donde el muro será cimentado tiene un peso específico de 2.0 Ton/m^3 y tiene un ángulo de fricción interna $\phi = 35^\circ$. Según datos del laboratorio el suelo tiene una capacidad de carga de 3.5 Ton/m^2 . El suelo que se encuentra por enfrente del muro podrá integrarse al cálculo. $f'_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
 $f_s = 1406 \text{ Kg/cm}^2$.

SoluciónDimensiones iniciales

De acuerdo a la fig. 4.4 se tiene que

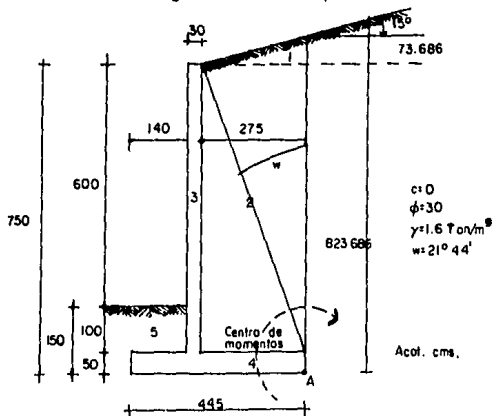


Fig. 5.17 Dimensiones tentativas del muro

Cálculo de la estabilidad del muro

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Donde

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

Sustituyendo valores

$$K_a \cos 15^\circ = \frac{\cos 15^\circ - \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}}{\cos 15^\circ + \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}}$$

$$K_a = 0.373$$

$$P_a = \frac{1}{2} 1.6 (8.236)^2 (0.373) =$$

$$P_a = 20.24 \text{ Ton/m}$$

El punto de aplicación de esta fuerza se encuentra a $\frac{1}{3}$ de H

Implicando que

$$d = 2.73$$

$$P_H = 20.24 \cos 15^\circ$$

$$P_H = 19.55 \text{ Ton/m}$$

$$P_V = 20.24 \sin 15^\circ$$

$$P_V = 5.238 \text{ Ton/m}$$

Cálculo de las fuerzas proporcionadas por el muro

NO.	PESO (Ton)	BRAZO (m)	MOENTO (Ton-m)
1	$\frac{1}{2} \times 2.75 \times .737 \times 1.6 = 1.621$	0.917	1.487
2	$2.75 \times 7.0 \times 1.6 = 30.800$	1.375	42.350
3	$0.30 \times 7.0 \times 2.4 = 5.040$	2.900	14.616
4	$0.50 \times 4.45 \times 2.4 = 5.340$	2.220	11.054
5	$1.0 \times 1.40 \times 2.0 = 2.800$	3.750	10.500
6	$P_V = 5.240$	0	0
7	$\Sigma V_A = 50.841 \text{ Ton}$		$\Sigma M_A = 80.80 \text{ Ton-m}$

Cálculo de la estabilidad del muro contra el volteo

$$M_V = P_H \times \text{Brazo}$$

$$M_V = 19.55 \times 2.73$$

$$M_V = 53.37 \text{ Ton-m}$$

$$F_s = \frac{\Sigma M_A}{M_V} > 1.5$$

$$F_s = \frac{80.80}{53.37} = 1.514 > 1.5$$

Cálculo de la resistencia contra el deslizamiento

Cálculo del estado pasivo

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Donde

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen} \phi}{1 - \text{Sen} \phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen } 35^\circ}{1 - \text{Sen } 35^\circ}$$

$$K_p = 3.690$$

$$\Rightarrow P_p = \frac{1}{2} (2.0) (1.5)^2 (3.690)$$

$$P_p = 8.30 \text{ Ton/m}^2$$

$$R_H = V_A \text{ Tan } \phi'$$

$$\phi' = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} 35^\circ$$

$$\phi' = 23.33^\circ$$

$$R_H = 50.841 \text{ Tan } 23.33^\circ$$

$$R_H = 21.93 \text{ Ton}$$

$$F_s = \frac{R_H + P_p}{P_H} > 1.5$$

$$F_s = \frac{21.93 + 8.30}{19.55} = 1.546 > 1.5$$

Revisión por carga admisible

Localización de la resultante

Se sabe que

$$V \bar{x} = \Sigma M$$

Implicando que

$$\bar{x} = \frac{80.80 + 53.37}{50.84}$$

$$\bar{x} = 2.639 \text{ m}$$

$$1.48 < \bar{x} < 2.967 \text{ Cae dentro del tercio medio}$$

Presión admisible del suelo

$$q = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Donde

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

$$e = \frac{4.45}{2} - 2.639$$

$$e = 0.414 \text{ m}$$

$$q_{\max} = \frac{50.708}{4.45} \left(1 + \frac{6(0.41)}{4.45} \right)$$

$$q_{\max} = 17.694 \text{ Ton/m}$$

$$q_{\min} = \frac{50.708}{4.45} \left(1 - \frac{6(0.41)}{4.45} \right)$$

$$q_{\min} = 5.096 \text{ Ton/m}$$

Por lo que no se presentan tensiones en el área de contacto

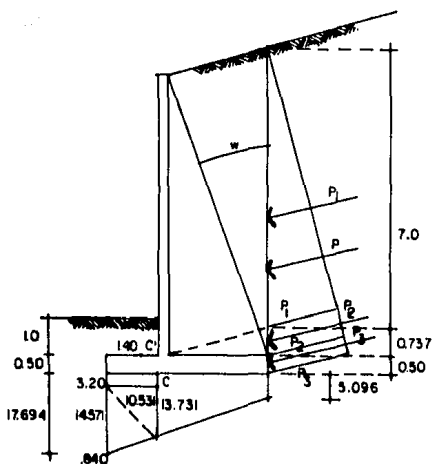


Fig. 5.18 Fuerzas actuantes

Diseño de pie

Presión ejercida por el suelo

$$W_s = 1.0 \times 2.0 = 2.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_t = .5 \times 2.4 = 1.20 \text{ Ton/m}^2$$

$$\Sigma = 3.20 \text{ Ton/m}^2$$

Restando el esfuerzo anterior en el diagrama de la fig. 5.19

$$V_{p1} = \frac{1}{2} \times 10.531 \times 1.40 = 7.372 \quad M_{p1} = 7.372 \times 0.70 = 5.160$$

$$V_{p2} = \frac{1}{2} \times 17.694 \times 1.40 = 12.386 \quad M_{p2} = 12.386 \times \frac{2}{3} \times 1.40 = 11.560$$

$$\Sigma V_p = 19.758 \text{ Ton}$$

$$\Sigma M_p = 16.720 \text{ Ton-m}$$

Peralte de la losa del pie por cortante

El esfuerzo cortante unitario

$$v = 0.03 f'_c$$

$$v = 0.03 \times 200 = 6.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Se sabe que

$$dv = \frac{V}{vbj}$$

Siendo

$$j = \frac{7}{8}$$

$$dv = \frac{19758}{6.0 \times 100 \times 0.875}$$

$$dv = 37.63 \text{ cm}$$

$$dv = 40 \text{ cm}$$

Peralte de la losa del pie por momento

$$d_H = \sqrt{\frac{M}{\frac{1}{2} f_{ck} j b}}$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 0.45 \times 200 = 90$$

$$J = 0.875$$

$$J = 1 - \frac{K}{3}$$

$$\Rightarrow K = 3 (1 - J)$$

$$K = 3 (1 - 0.875)$$

$$K = 0.375$$

$$d_H = \sqrt{\frac{16.720 \times 10^5}{\frac{1}{2} (90) (0.375) (0.875) (100)}}$$

$$d_H = 36 \text{ cm}$$

Usese

$$d_V = 40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s J d}$$

$$A_s = \frac{16.720 \times 10^5}{2100 \times 0.875 \times 40}$$

$$A_s = 22.748 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de los contrafuertes determinados por la losa del muro.

El ancho mínimo de la losa del muro es de 30 cm. Dando un recubrimiento de 5 cm se tiene un ancho efectivo de 25 cm.

La presión normal unitaria en la parte inferior de la losa del muro es

$$q = wh' K \cos \alpha = 1.6 \times 8.23 \times 0.373 \times 0.966 = 4.745 \text{ Ton/m}^2$$

De acuerdo con la distribución de diseño sugerida para el cálculo de los momentos flexionantes negativos en el sentido horizontal fig. -

5.3. La presión normal máxima en la losa del muro es

$$\frac{1}{2} q = \frac{1}{2} \times 4.745 = 2.372 \text{ Ton/m}^2$$

La resistencia al cortante a la losa del muro es,

$$V = vbjd =$$

$$v = 6.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = 6.0 \times 100 \times 0.87 \times 25 = 13050 = 13.050 \text{ Ton}$$

El espaciamiento interior de los contrafuertes que producirá este cortante se determina

$$V = \frac{1}{2} q \ell \quad \text{o} \quad \ell = \frac{2V}{q}$$

$$\ell = \frac{2 \times 13.050}{2.375} = 10.989$$

$$\ell = 11.0 \text{ m}$$

El momento resistente por metro de ancho, de la losa con un peralte $d = 25$ cm es

$$M_R = Rbd^2$$

$$R = \frac{1}{2} f_c K_j$$

$$R = \frac{1}{2} \times 90 \times 0.375 \times 0.875$$

$$R = 14.765 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_R = 0.014765 \times 100 \times 25^2$$

$$M_R = 922.8125 \text{ Ton-cm} = 9.22 \text{ Ton-m}$$

El espaciamiento de los contrafuertes debido al momento flexionante es

$$M_R = \frac{1}{12} \left(\frac{1}{2} q \right) \times \ell^2$$

Sustituyendo y despejando

$$\ell = \sqrt{\frac{9.22 \times 12}{2.372}} = 6.830 \text{ m}$$

El coeficiente máximo para momento flexionante está de acuerdo al establecido en el fig. 5.4

El espaciamiento interior de los contrafuertes que resultará de un momento flexionante negativo en el inferior de una franja vertical a la mitad de los contrafuertes se calcula de acuerdo a la Ec 5-1

$$\ell = \frac{M_R}{0.03 q h_1} = \frac{9.22}{0.03 \times 4.74 \times 7.0} = 9.263 \text{ m}$$

De la Ec 5-3

$$= \frac{V}{0.40 q} = \frac{13.050}{0.40 \times 4.74} = 6.883 \text{ m}$$

Determinación del espaciamiento de los contrafuertes de acuerdo al criterio de la losa del talón.

Aplicando la fig. 5.7 al problema se tiene de la fig. 5.19 que

$$p_1 = 1.6 \times 7.0 \times 0.373 = 4.178 \text{ Ton/m}^2$$

$$p_2 = 1.6 \times 7.737 \times 0.373 = 4.617 \text{ Ton/m}^2$$

$$p_3 = 1.6 \times 8.23 \times 0.373 = 4.912 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_1 = \frac{1}{2} 4.178 \times 7.0 = 14.623 \text{ Ton}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (4.178 + 4.617) 0.737 = 3.241 \text{ Ton}$$

$$P_3 = \frac{1}{2} (4.617 + 4.912) 0.50 = 2.382 \text{ Ton}$$

Cargas verticales actuando en el talón

$$w_1 = 8.23 \times 1.6 = 13.168 \text{ Ton/m}$$

$$w_2 = 0.50 \times 2.4 = 1.2 \text{ Ton/m}$$

$$w_3 = 3.241 \times \text{Sen } 15^\circ \div 2.75 = 0.305 \text{ Ton/m}$$

De la Ec 5-9

$$w_4 = \frac{2 \times 2.382}{2.75} \text{ Sen } 15^\circ$$

$$w_4 = 0.448 \text{ Ton/m}$$

De la Ec 5-10

$$w_s = 2.4 \frac{M_p}{a^2}$$

$M_p = 10.945$ Ton-m Que es el momento transmitido del pie al talón

$$w_s = 2.4 \times \frac{10.945}{2.75^2}$$

$$w_s = 3.473 \text{ Ton/m}$$

$$\Sigma (w_1 \text{ "a" } w_s) = 18.594 \text{ Ton/m}$$

$$q_{min} = 5.096$$

$$\Sigma (w_1 \text{ "a" } w_s) - q_{min} = 13.498 \text{ Ton/m}$$

El espesor de la losa del talón debe ser de 45 cm al igual que el espesor del pie con un peralte efectivo de 40 cm.

Considerando un recubrimiento de 5 cm, la distancia al centroide de las varillas del acero de refuerzo será

$$45 - 5 - 2.5 = 37.5 \text{ cm}$$

Si se considera varillas del No. 8 con diámetro nominal de 2.54 cm.

El esfuerzo en una franja de 1 m de ancho y $d = 37.5$ cm es

$$V = v_b j d = 6.0 \times 100 \times 0.875 \times 37.5$$

$$V = 19.687 \text{ Ton}$$

El espaciamiento interior de los contrafuertes viene dado por

$$V = \frac{1}{2} \omega \ell$$

o

$$\ell = 2 \times 19.687 \times \frac{1}{13.498}$$

$$\ell = 2.917 \text{ m}$$

El momento resistente de la losa con un peralte efectivo de 42,5 cm es

$$M_R = Rbd^2$$

$$M_R = 12.920 \times 100 \times 37.5^2$$

$$M_R = 1,814,062 \text{ Kg-cm} = 18.14 \text{ Ton-m}$$

Y el espaciamiento de los contrafuertes que resultan del momento máximo viene dado por

$$M = \frac{1}{12} \omega \ell^2 = \frac{1}{12} \times 13.498 \times \ell^2$$

$$\ell = \sqrt{12 \times 18.14 \times \frac{1}{13.498}} = 4.016 \text{ m}$$

La distancia adoptada del análisis anterior es la que proporcionó el cortante en la losa del talón

$$\ell = 2.917 \text{ m. } 3.0 \text{ m}$$

En los cálculos que a continuación se realicen no es necesario calcular el esfuerzo cortante unitario, ni el esfuerzo unitario de compresión en el concreto tanto para la losa del muro como para la losa del

talón, ya que el espaciamiento escogido no excede el espaciamiento que darían por resultado los valores admisibles de los esfuerzos unitarios en el concreto.

Diseño de la losa del muro

El diagrama sustituto de presión normal fig. 5.3 y los coeficientes dados en la fig. 5.4 serán utilizados.

VARILLAS B

El máximo momento flexionante negativo en el sentido horizontal se presenta en la unión de la losa del muro con los contrafuertes. Para $\frac{3}{4}h$ el máximo momento negativo en una franja longitudinal de 1 m de ancho es

$$M = \frac{1}{12} \times \frac{1}{2} q \ell^2 = \frac{1}{12} \times 2.372 \times 3.0^2 = - 1.7740 \text{ Ton-m} = - 177.9 \text{ Ton-cm}$$

El área de acero para este momento flexionante, para franjas de 1 m de ancho es

$$A_s = \frac{M}{f_s Jd} = \frac{177.9 \times 10^3}{1406 \times 0.875 \times 24.37} = 5.9337 \text{ cm}^2$$

$d = 30 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 0.63 \text{ cm} = 24.37$, si las varillas utilizadas son del número 4. Como el momento es negativo, este refuerzo deberá colocarse en el intrados de la losa del muro.

Esta área de acero no es requerida en toda la losa del muro ya que

si se observa el diagrama abcde de la fig. 5.3 el momento negativo es - máximo a los $\frac{3}{4}h$, sin embargo, estas varillas deben extenderse al menos 12 diámetros del punto de inflexión.

El perímetro total para resistir el cortante máximo en una franja de 1 m es

$$\Sigma_0 = \frac{V}{\omega J d} = \frac{1.50 \times 2.372}{.016 \times 0.87 \times 24.37} = 10.48 \text{ cm}$$

$$u = 0.08 f'_c$$

$$u = 16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = 0.016 \text{ Ton/cm}^2$$

VARILLAS C

El máximo momento flexionante horizontal positivo ocurre a la mitad del tablero y de acuerdo a la fig. 5.4

$$M = \frac{1}{20} \frac{1}{2} q l^2 = \frac{1}{20} (2.37) \times 3.0^2 = 1.06 \text{ Ton-m}$$

El área de acero requerido será

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{1.06 \times 10^5}{1406 \times 0.875 \times 24.37} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Como el momento flexionante es positivo el refuerzo deberá colocarse en la parte del frente de la losa del muro.

VARILLAS D

El máximo momento flexionante vertical ocurre a la mitad del claro entre contrafuertes

De la fórmula 5-1

$$M = 0.03 qh\ell = - 0.03 \times 4.745 \times 7.0 \times 3.0$$

$$M = 2.9894 \text{ Ton-m}$$

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{R_b}}$$

$$d_M = \sqrt{\frac{2.9894 \times 10^5}{12.920 \times 100}}$$

$$d_M = 15.21 \text{ cm}$$

Que es menor que 24.37 cm para una losa de muro de 30 cm.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2.9894 \times 10^5}{1406 \times 0.875 \times 23.73} = 10.24 \text{ cm}^2$$

Si se considera que las varillas vertical son interiores en la losa del muro y que tienen un diámetro nominal 1.27 cm varillas del No. 4

$$d = 24.37 - 0.635 = 23.73 \text{ cm}$$

Los extremos de las varillas deben de anclarse con una distancia mínima de 25 diámetros

De la Ec 5-3

$$V = 0.40 q\ell = 0.40 \times 4.745 \times 3.0^2 = 17.08 \text{ Ton}$$

El perímetro que se requiere será

$$\Sigma_0 = \frac{V}{\alpha_j d} = \frac{17.08}{.014 \times 0.87 \times 23.73} = 59.09 \text{ cm}$$

VARILLAS E

Para que se desarrolle el momento vertical negativo en la losa del muro, es necesario proveer a la losa del talón para que reciba un momento negativo transversal de igual magnitud. El ancho efectivo de la losa del talón es $d = 37.5$ cm, para el refuerzo longitudinal. Ya que el refuerzo transversal en esta sección se pondrá por abajo del refuerzo longitudinal el paraleleto efectivo se considerará igual a $d = 36.25$ cm si se utilizan varillas del No. 4. La relación de anchos de la losa del muro a la losa del pie es $\frac{23.73}{36.25} = 0.65$, el área que se necesitará de acero será $0.65 \times 10.24 = 6.703 \text{ cm}^2$ usar varillas del No. 4 con espaciamiento de 20 cm.

VARILLAS F

El máximo momento flexionante positivo vertical, en una franja de 1 m de ancho a la mitad del espaciamiento entre contrafuertes ocurre - cerca de los $\frac{3}{4} h$ fig. 5.3. El área de acero que se necesita es un cuarto del área de las varillas D

De modo que

$$\frac{1}{4} \times 10.24 \text{ cm}^2 = 2.56 \text{ cm}^2$$

utilizar varillas del No. 4 a cada 50 cm.

VARILLAS G

La losa del muro debe de encontrarse amarrada a los contrafuertes, como ha sido expuesto anteriormente. El esfuerzo cortante en los extremos de la franja media será $\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} q\ell$

De modo que

$$V = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} q\ell = \frac{1}{4} \times 4.745 \times 3.0 = 3.558 \text{ Ton}$$

El área de acero para amarre del contrafuerte vendrá dado por el cortante multiplicada por la separación a dar en metros dividido entre F_s .

$$A_s = \frac{3.558 \times 0.25}{1.406} = 0.6326 \text{ cm}^2$$

usar varilla del No. 3 a cada 25 cm.

Diseño de la losa del talón

Como se estableció anteriormente el claro entre contrafuertes fue determinado por cortante en la losa del talón, es por esta razón que - los esfuerzos de compresión que puedan presentarse serán inferiores al esfuerzo admisible.

Teniendo en consideración a la distribución de presiones en el talón de la fig. 5.19 y de los cálculos efectuados para conocer las car-

gas actuantes en el talón se obtuvo que

$$\Sigma (w_1 \text{ a } w_8) = q_{\min} = 13.498 \text{ Ton/m}^2$$

De modo que el diagrama para el diseño del talón es el que se muestra a continuación

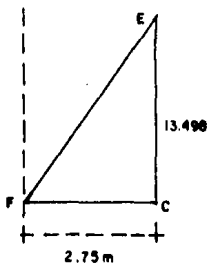


Fig. 5.19 Diagrama de cargas actuantes en el talón

Los coeficientes para momento negativo y positivo son respectivamente $-\frac{1}{12}$ y $+\frac{1}{20}$ fig. 5.4

VARILLAS H

El máximo momento negativo en una franja longitudinal del talón es

$$M = \frac{1}{12} w l^2 = \frac{1}{12} \times 13.498 \times 3.0^2 = 10.1235 \text{ Ton-m} = 1012.35 \text{ Ton-cm}$$

Como este refuerzo es longitudinal el peralte efectivo es $d = 37.5$ cm.

El área de acero será

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{10.1234 \times 10^5}{1406 \times 0.87 \times 37.5} = 22.06 \text{ cm}^2$$

El perímetro que se requiere es

$$\Sigma O = \frac{V}{J d} = \frac{13.498 \times 1.375}{0.16 \times 0.87 \times 37.5} = 35.55 \text{ cm}$$

Este refuerzo deberá extenderse 12 diámetros por condición de anclaje.

VARILLAS I

El máximo momento flexionante positivo en una franja longitudinal de 1 m de ancho es

$$M = \frac{1}{20} w l^2 = \frac{1}{20} \times 13.398 \times 3.0^2 = 6.0741 \text{ Ton-m}$$

El peralte efectivo al centro del refuerzo positivo longitudinal es

$$d = 40 - 1.25 - 1.25 = 37.5$$

Para varillas del No. 8

$$A_s = \frac{6.0741 \times 10^5}{1406 \times 0.87 \times 37.5} = 13.24 \text{ cm}^2$$

VARILLAS J

El talón debe de encontrarse sujeto a la parte inferior del contrafuerte, como se muestra en la fig. 5.16 el área necesaria será

$$A_s = \frac{13.498 \times 1.50}{1.406} = 14.4 \text{ cm}^2 \text{ por m}$$

Debido a la distribución de carga mostrada en la figura, el área que se necesita de acero en la unión de la losa del muro con el talón es cero. La distribución de esta área será disminuida linealmente, de tal forma que el área calculada anteriormente será para el tercio extremo. Para el tercio central será

$$A_s = \frac{2}{3} 14.4 \text{ cm}^2 = 9.6 \text{ cm}^2,$$

y para el tercio adyacente a la losa del muro

$$A_s = \frac{1}{3} 14.4 = 4.8 \text{ cm}^2$$

VARILLAS K

Debido a las condiciones complejas que existen en el contrafuerte, es recomendable poner varillas cerca de los lados del contrafuerte. A su vez proveer de separadores, a las varillas G. Estas varillas estarán empalmadas a las varillas J y deberán tener el mismo espaciamiento.

Diseño del contrafuerte

Se considerará un ancho del contrafuerte de 45 cm. El espaciamien

to entre contrafuertes es de 3.0 m, de modo que la distancia centro a centro entre contrafuertes es 3.45 m.

Sabemos que en la fig. 5.19 $P_1 = 14.623 \text{ Ton}$

De modo que

$$\begin{aligned} H_1 &= P_1 \cos \alpha \cdot S \\ &= 14.623 \times 0.966 \times 3.45 - \\ &= 48.73 \text{ Ton} \end{aligned}$$

El momento flexionante será

$$\begin{aligned} M_1 &= 48.73 \times \frac{7.0}{3.0} \\ M_1 &= 113.71 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

De la fig. 5.15

Si consideramos que el refuerzo será colocado en dos capas con separación centro a centro de las varillas de 7.5 cm y un recubrimiento de 6.0 cm se tiene que

$$\begin{aligned} Jd &= 275 + 15 - \frac{9.75}{\cos w} \\ Jd &= 275 + 15 - \frac{9.75}{0.9300} \\ Jd &= 279.52 \text{ cm} \end{aligned}$$

De la fórmula 5-14

$$f_c = \frac{113.71 \times 10^5}{345 \times 30 \times 279.52}$$

$$f_c = 3.9305 \text{ Kg/cm}^2$$

Para muros de altura normal este esfuerzo no es importante, además, los esfuerzos de compresión debidos al peso de la losa del muro y la componente vertical del empuje de tierras en la losa del muro se considera despreciable.

VARILLAS L

De la Ec 5-15

$$A_s = \frac{M}{f_s J d \cos w} = \frac{113.71 \times 10^5}{1406 \times 279.52 \times 0.93} = 31.11 \text{ cm}^2$$

La franja exterior de varillas 5 del No. 6

$$A_s = 5 \times 2.87 = 14.35 \text{ cm}^2; \Sigma_0 = 30 \text{ cm}$$

La franja interior de varillas 5 del No. 7

$$A_s = 5 \times 3.87 = 19.35 \text{ cm}^2; \Sigma_0 = 34.9 \text{ cm}$$

$$A_s = 33.70 \text{ cm}^2; \Sigma_0 = 64.9 \text{ cm}$$

Dos de las varillas del No. 6 se extenderán hasta la parte superior del contrafuerte, las otras varillas pueden tener una longitud variable como se muestra en la fig. 5.21, la longitud de anclaje es de - 12 diámetros.

El esfuerzo cortante en el concreto se calcula de acuerdo a la -

Ec 5-16

$$v = \frac{1}{b_j d} (H_1 - \frac{M}{d} \tan u) = \frac{1}{45 \times 279.52} (48.73 - \frac{11371 \times 0.39}{279.52 + 15.0})$$

$$v = 0.0027 \text{ Ton/cm}^2 = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora bien

$$u = \frac{vb}{\Sigma_0} = \frac{2.7 \times 45}{64.85} = 1.87 \text{ Kg/cm}^2$$

Todos los contrafuertes interiores deberán tener la misma separación de 3.45 cm.

El valor de S' para los contrafuertes exteriores fig. 5.4

$$S' = (0.50 + 0.41) \ell + t = 0.91 \times 3.0 + .45 = 3.18 = 3.20$$

El momento flexionante en el contrafuerte exterior será

$$\frac{3.20}{3.45} = 0.92$$

veces el valor del momento existente en los contrafuertes interiores.

De modo que el área de acero requerida será

$$0.92 \times 33.70 = 31.25 \text{ cm}^2$$

$$33.70 - 31.25 = 2.45 \text{ cm}^2$$

de manera que se puede omitir una varilla del No. 6

Como puede notarse es necesario el proveer de varillas a 90° con

respecto al refuerzo principal para que este permanezca en su posición. Estas varillas no están calculadas para tomar esfuerzos. Deben de ser lo suficientemente largas para dar una rigidez suficiente contra el pandeo y deben de estar espaciadas de acuerdo al arreglo del acero de refuerzo.

VARILLAS M

Son varillas del No. 4 espaciadas cada 30 cm colocadas verticalmente en la parte posterior (intrados) de la losa del muro, para que sirvan de separadores en las varillas B. Estas están empalmadas en las varillas D, que están empotradas en la base.

VARILLAS N

Son varillas del No. 4 espaciadas cada 45 cm colocadas longitudinalmente en el pie por encima de las varillas A que le sirven a estas como separadores a su vez sirven como refuerzo para temperatura.

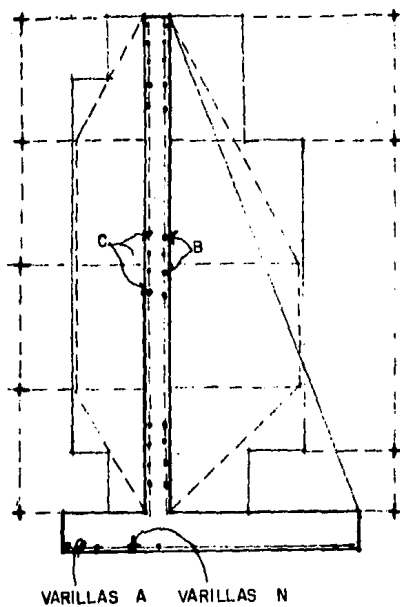


Fig. 5.20 Armado del muro

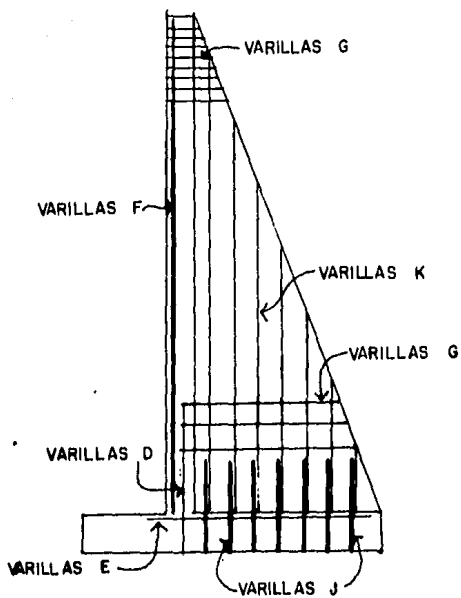


Fig. 5.21 Armado del muro

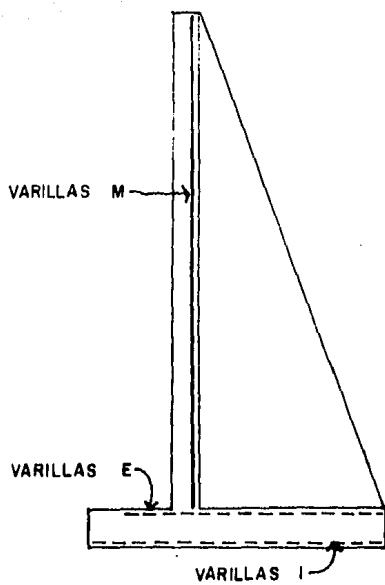


Fig. 5.22 Armado del muro

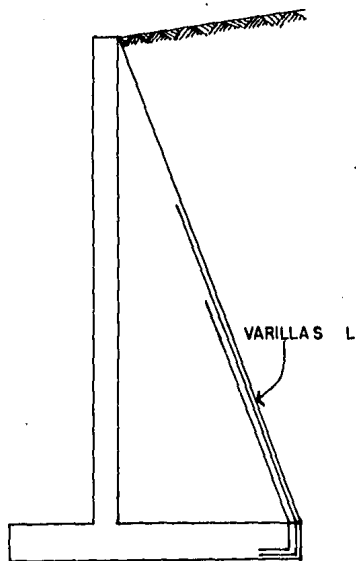


Fig. 5.23 Armado del muro

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para concluir este trabajo quisiera hacer notar los siguientes puntos.

Cuando se estudian las teorías clásicas de empuje de tierras, se hacen notar las hipótesis en las cuales éstas están fundamentadas, es decir, Rankine considera al suelo como una masa granular, homogénea e incompresible sin cohesión, el modo de sustentación de las partículas se logra gracias a la fricción existente entre cada una de ellas. Por otro lado, Coulomb considera una cuña teniendo como limitantes al muro y un plano, llamado el plano de ruptura. Se ve, así, que este procedimiento da lugar a tanteos para poder conocer con exactitud cual es la cuña que produce la falla del suelo, dando lugar a los métodos gráficos. Esta teoría no nos permite conocer la distribución de presiones sobre el muro, pues la cuña de tierra que empuja se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas. La distribución de la presión ejercida, contra el muro se considera de variación lineal dependiente de la profundidad.

Estas suposiciones, hacen que el problema para el cálculo del empuje no sea real, aunque gracias a estos investigadores se han calculado muros de retención desde el Siglo XIX hasta nuestros días. Es difícil que existan adelantos en cuanto a la forma de proyectar un muro de retención mientras no se disponga de datos relativos al comportamiento real del suelo. Esto puede considerarse como un reto a los investigadores ya que las puertas

están abiertas en este campo de la mecánica de suelos.

En lo referente al muro de retención es importante considerar la estabilidad general del conjunto, ya que si es inestable se moverá la ladera ignorando la construcción de la obra de retención.

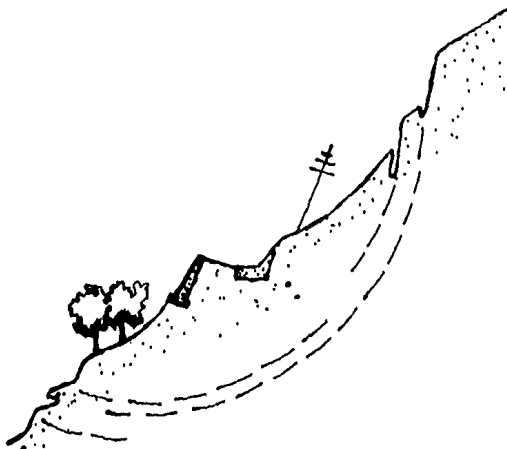


Fig. C.1 Los deslizamientos de laderas ignoran con frecuencia a los muros construidos sobre ellas.

Por otro lado es conveniente recalcar que un 33% de los accidentes ocurridos en muros rígidos han sido ocasionados por ausencia o fallo del sistema de drenaje.

El efecto de las heladas en los muros de retención son de impor-

tancia ya que si el nivel freático sube hasta el relleno, al formarse los cristales de hielo produce un fuerte desplazamiento del muro hacia afuera, las consecuencias de este efecto son de importancia, debido a que ningún muro de retención tiene el peso suficiente para resistir la presión de cristalización del hielo, el fenómeno prácticamente se encuentra inexplorado.

Hay que tomar en cuenta que el problema de los muros de retención es rutinario y que no pueden esperarse nuevos adelantos mientras no se disponga de datos relativos al comportamiento real del suelo en muros ya hechos, con rellenos contruidos de la manera usual, así como del tipo de drenaje utilizado, también es importante incluir en los datos, la época en la que se construyó el relleno, el término medio de las lluvias anuales así como de la penetración de las heladas. Los datos anteriores se deben hacer acompañar por un croquis que nos muestre la sección transversal del muro y de un perfil del subsuelo para conocer las condiciones del terreno. Las observaciones que se realicen para conocer el movimiento del muro debe incluir las mediciones de su inclinación así como del desplazamiento de la corona. Es conveniente que se realicen al finalizar cada estación. Estos datos proporcionarán más información para un correcto desarrollo en el cálculo de los muros de retención, así como de un mejor entendimiento de los efectos del empuje de tierras para obtener un desarrollo en este campo de la mecánica de suelos.

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

- 1) FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN
E. Bowles
Mc.Graw-Hill
U.S.A. - 1968
- 2) FOUNDATION DESIGN
Wayne C. Teng
Prentice-Hall International, Inc.
Englewood Cliffs, New Jersey; 1962
- 3) FOUNDATIONS OF STRUCTURES
Clarence W. Dunham
Cap. 8
Mc.Graw-Hill
New York, 1950
- 4) FUNDAMENTALS OF SOIL MECHANICS
Donald W. Taylor
John Wiley & Sons, Inc.;
New York, 1955
- 5) HISTORY OF STRENGTH OF MATERIALS
Stephen P. Timoshenko
Cap. 3
Mc.Graw-Hill
New York, 1953
- 6) MECANICA DE SUELOS Tomo 2
Juárez Badillo-Rico Rodríguez
Limusa
México, 1979
- 7) MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA
Karl Terzaghi-Ralph B. Peck
El Ateneo
Barcelona, 1976
- 8) SOIL ENGINEERING
Merlin G. Spangler-Richard L. Handy
Cap. 22
Intext Educational Publishers
New York, 1973

- 9) **THEORETICAL SOIL MECHANICS**
Karl Terzaghi
John Wiley And Sons
New York, 1951