

MUROS DE SOSTENIMIENTO

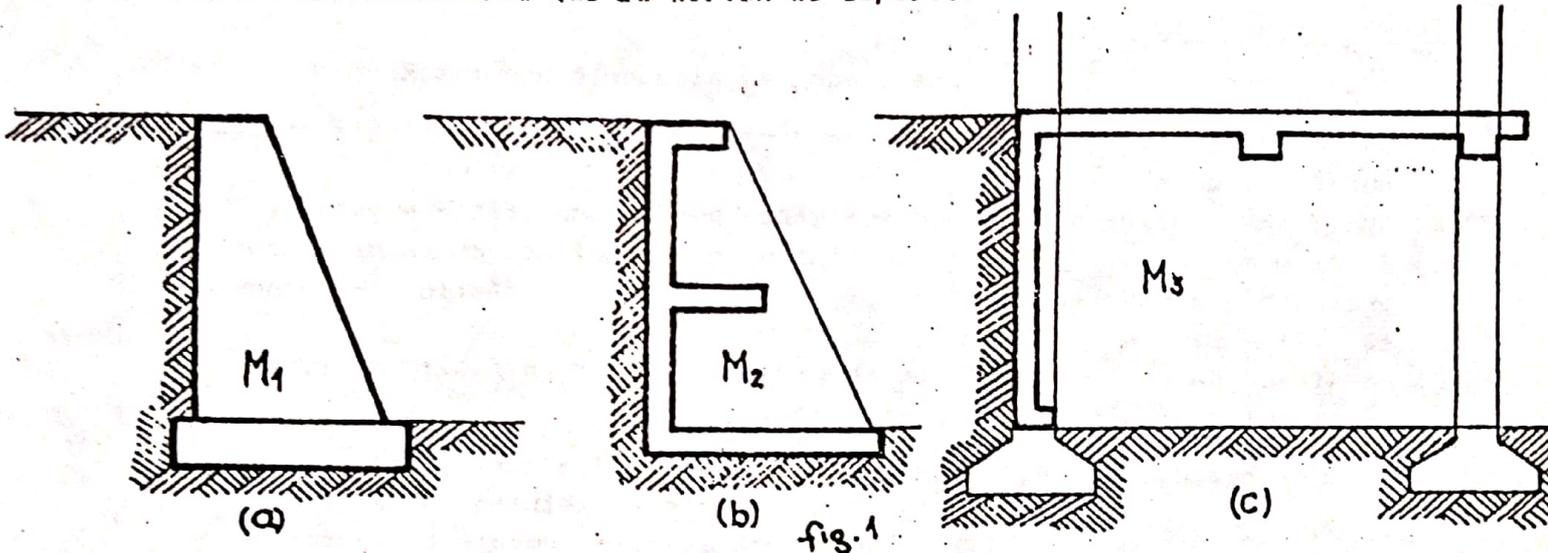
I) DE ALBAÑILERIA U HORMIGÓN CICLOPEO.-

Se designa como tales a los muros de mampostería (albañilería) u hormigón ciclópeo, que se destinan a servir de soporte lateral de los suelos para evitar su desmoronamiento.

En general, cuando se habla de muros de soporte, se consideran dos tipos:

- a) Muros aislados
- b) Muros ligados a estructuras.

Los primeros deben equilibrar las presiones laterales ejercidas por el suelo, por intermedio de su propio peso y la reacción del terreno ejercida sobre su base. En los segundos las presiones laterales son transmitidas a las estructuras que le sirven de soporte.



En las figuras (a) y (b) vemos dos tipos de muros aislados, el primero de sección maciza de mampostería u hormigón ciclópeo, llamado también muros de gravedad y el segundo de hormigón armado.

En la figura (c) vemos un muro constituido por una base vertical (M_3) ligada a la estructura de un edificio.

En nuestro curso estudiaremos los muros de sostenimiento de gravedad, - de mampostería u hormigón ciclópeo - que son muros rígidos.

Los muros de hormigón armado tanto aislados como ligados a estructuras son materia del punto II.-

Fuerzas que actúan en el caso de muros de sostenimiento.

Deben considerarse tres tipos de fuerzas según sea su origen y la forma en que actúan:

- a) Peso propio del muro
- b) Empuje del suelo
- c) Sobrecargas.
- d) Acciones sísmicas (se verán en Hormigón A° II - Ver normas "NAA80" e "INPRES-CIRSOC-103")

Veremos cada una de ellas.

Peso de los muros.

En los muros macizos se emplea toda clase de mampostería así como hormigón ciclópeo.

Como es lógico, el peso de los muros se determina mediante el producto entre el volumen del mismo en una longitud determinada (por ejemplo un metro) y el peso específico del material empleado. Su punto de aplicación, como es obvio, es el centro de gravedad. La tabla adjunta de los pesos específicos de los principales materiales empleados:

| | | |
|---|----|-------------------|
| Mampostería de ladrillos con mortero de cal | 16 | kN/m ³ |
| " " " " " " " cemento | 17 | " |
| " " " " " " " piedra calcárea | 21 | " |
| " " " " " " " granítica | 27 | " |
| Hormigón de cascotes de ladrillos | 13 | " |
| " " " " " " " ciclópeo de piedra | 22 | " |

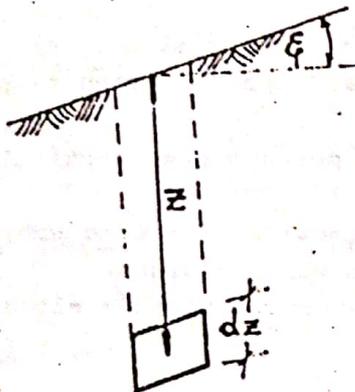
Métodos teóricos para el cálculo de empujes activos en muros rígidos.-

Teoría de Rankine.-

La teoría de Rankine establece las siguiente hipótesis:

- a) Suelo homogéneo y sin cohesión, es decir " γ " y " φ " constantes en cualquier punto del terreno.
- b) Suelo semi-infinito limitado solamente por la superficie superior.
- c) En el momento de producirse un mínimo desplazamiento de la masa semi-infinita que se encuentra en estado de equilibrio plástico, se produce el E_a (Emp. activo).
- d) La dirección de la resultante es paralela a la superficie del terreno.
- e) Superficie de deslizamiento es plana.

Del estudio del equilibrio de un paralelepípedo elemental en una masa de suelo semi-infinita, Rankine llegó a establecer el empuje elemental sobre el mismo mediante la expresión ($\rho_3 Z$):



$$P'_a = \gamma \cdot z \cdot \cos \epsilon \cdot \frac{\cos \epsilon - \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \epsilon + \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \varphi}}$$

donde γ es el peso específico del suelo, z , la profundidad del punto, ϵ es el ángulo del terraplén y φ el ángulo de fricción interna del suelo.

Cuando $\epsilon = 0$ nos queda:

$$P'_a = \gamma \cdot z \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$P_a = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Recordando que $\tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ es el coeficiente activo de Rankine, y si

extendemos por integración el empuje elemental P'_a a un muro de altura " h " será $P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot h^2$ que se representa gráficamente en la figura según un triángulo (el ABC) y cuyo punto de aplicación será el baricentro del mismo o sea a una altura $h/3$ de la base.

Si hubiera una sobrecarga uniforme q , lo mismo se lo asimila a una altura " h " de suelo equivalente que se calcula mediante la expresión $h' = \frac{q}{\gamma}$ y entonces el empuje será $E_a = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h'^2$

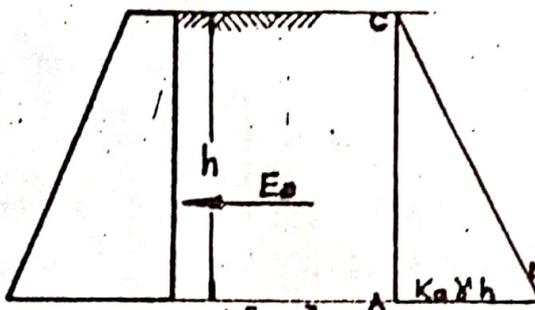


fig. 5

Cuando hay cohesión en el suelo, se puede assimilar a la misma a una sobrecarga ficticia " - q" y entonces el empuje valdrá $E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \left(1 - \frac{2q}{\gamma \cdot h}\right)$ el

valor de "q" se deduce de la ecuación: $\frac{q}{2} = C \cdot \cotg \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$; si hacemos $1 - \frac{2q}{\gamma \cdot h} = 0$ podemos deducir la altura

"h" crítica vertical de una excavación en suelo cohesivo.

TABLAS ESPECIALES.-

Cuando se presentan casos simplificados se puede recurrir al auxilio de Tablas Prácticas que resuelven los problemas más comunes en las construcciones.

Caso de paredes verticales y terraplén horizontal.-

Las tablas 3 y 4 solucionan el problema de cálculo de empujes en muros de paredes verticales y de terraplén horizontal, caso muy común en la construcción de edificios.

Estas tablas están basadas en la teoría de Coulumb.

Las componentes horizontales de los diagramas de presiones en la cresta y en la base del muro serán (fig. 8):

$P_{a1} = K_a \cdot h$

$P_{a1} = K'_a \cdot \gamma \cdot h_0$

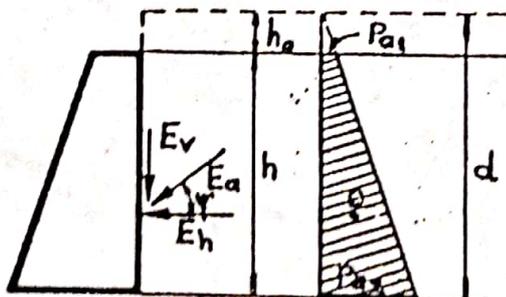
$P_{a2} = K_a \cdot d$

$P_{a2} = K'_a \cdot \gamma \cdot d$

P_{a1} es la presión unitaria en la cresta del muro cuando hay una sobrecarga q y $h_0 = \frac{q}{\gamma}$

$P_{a1} = 0$ cuando no hay sobrecarga.

P_{a2} es la presión unitaria en la base del muro $d = h + h_0$



Los valores de K y K' están en las tablas en función del ángulo φ y el peso específico del suelo γ .

La tabla 3 tiene valores deducidos para el caso de $\varphi' = 0$ y la tabla 4 para $\varphi' \neq 0$

fig. 8

COEFICIENTES DE EMPUJES PARA TERRAPLEN HORIZONTAL Y PARED VERTICAL y $\varphi' = 0$

| φ | K'_a | K'_p | $\gamma = 1.1$ | | $\gamma = 1.6$ | | $\gamma = 1.8$ | |
|-----------|--------|--------|----------------|-------|----------------|-------|----------------|-------|
| | | | K_a | K_p | K_a | K_p | K_a | K_p |
| 10° | 0.296 | 1.420 | 0.774 | 1.883 | 1.120 | 2.278 | 1.267 | 3.880 |
| 15° | 0.314 | 1.462 | 0.768 | 1.707 | 1.071 | 2.484 | 1.189 | 2.794 |
| 20° | 0.330 | 1.508 | 0.748 | 1.808 | 0.942 | 2.717 | 1.009 | 3.067 |
| 25° | 0.348 | 1.550 | 0.691 | 2.018 | 0.800 | 2.970 | 0.908 | 3.348 |
| 30° | 0.360 | 1.610 | 0.619 | 2.243 | 0.784 | 3.203 | 0.882 | 3.671 |
| 35° | 0.370 | 1.670 | 0.491 | 2.494 | 0.714 | 3.484 | 0.804 | 4.032 |
| 40° | 0.378 | 1.730 | 0.440 | 2.710 | 0.649 | 3.842 | 0.730 | 4.438 |
| 45° | 0.384 | 1.790 | 0.408 | 2.987 | 0.589 | 4.245 | 0.663 | 4.888 |
| 50° | 0.388 | 1.850 | 0.367 | 3.300 | 0.533 | 4.690 | 0.600 | 5.380 |
| 55° | 0.391 | 1.922 | 0.331 | 3.664 | 0.481 | 5.110 | 0.543 | 5.900 |
| 60° | 0.371 | 2.000 | 0.298 | 4.060 | 0.433 | 5.604 | 0.488 | 6.442 |
| 65° | 0.343 | 2.112 | 0.267 | 4.523 | 0.389 | 6.170 | 0.438 | 7.022 |
| 70° | 0.317 | 2.250 | 0.230 | 5.050 | 0.348 | 6.828 | 0.391 | 7.748 |
| 75° | 0.178 | 2.428 | 0.180 | 5.641 | 0.274 | 7.570 | 0.309 | 8.600 |

Tabla N°3

COEFICIENTES DE EMPUJES PARA TERRAPLEN HORIZONTAL Y PARED VERTICAL Y $\varphi' = \theta$

| γ | φ' | K'_0 | VALORES DE K_a | | | $\frac{1}{\cos \varphi'}$ | $\frac{1}{\cos \varphi}$ |
|----------|---------------|--------|------------------|----------------|----------------|---------------------------|--------------------------|
| | | | $\gamma = 1.1$ | $\gamma = 1.0$ | $\gamma = 0.9$ | | |
| 20° | 1/3 φ | 0.457 | 0.603 | 0.731 | 0.823 | 0.117 | 1.007 |
| | 2/3 φ | 0.437 | 0.470 | 0.643 | 0.769 | 0.237 | 1.028 |
| | φ | 0.402 | 0.412 | 0.521 | 0.724 | 0.304 | 1.064 |
| 30° | 1/3 φ | 0.373 | 0.409 | 0.505 | 0.670 | 0.140 | 1.011 |
| | 2/3 φ | 0.347 | 0.382 | 0.455 | 0.629 | 0.200 | 1.044 |
| | φ | 0.323 | 0.355 | 0.417 | 0.581 | 0.406 | 1.103 |
| 40° | 1/3 φ | 0.304 | 0.336 | 0.408 | 0.517 | 0.170 | 1.018 |
| | 2/3 φ | 0.281 | 0.300 | 0.450 | 0.508 | 0.301 | 1.064 |
| | φ | 0.267 | 0.330 | 0.411 | 0.462 | 0.577 | 1.168 |
| 50° | 1/3 φ | 0.218 | 0.273 | 0.307 | 0.440 | 0.200 | 1.021 |
| | 2/3 φ | 0.210 | 0.219 | 0.362 | 0.407 | 0.401 | 1.089 |
| | φ | 0.200 | 0.227 | 0.340 | 0.371 | 0.700 | 1.231 |
| 60° | 1/3 φ | 0.195 | 0.214 | 0.212 | 0.351 | 0.237 | 1.028 |
| | 2/3 φ | 0.177 | 0.195 | 0.281 | 0.319 | 0.502 | 1.119 |
| | φ | 0.162 | 0.178 | 0.250 | 0.292 | 0.810 | 1.308 |
| 70° | 1/3 φ | 0.161 | 0.169 | 0.240 | 0.277 | 0.268 | 1.035 |
| | 2/3 φ | 0.139 | 0.153 | 0.222 | 0.260 | 0.577 | 1.183 |
| | φ | 0.123 | 0.137 | 0.209 | 0.226 | 1.000 | 1.414 |
| 80° | 1/3 φ | 0.120 | 0.132 | 0.197 | 0.216 | 0.294 | 1.034 |
| | 2/3 φ | 0.108 | 0.119 | 0.173 | 0.194 | 0.658 | 1.197 |
| | φ | 0.094 | 0.103 | 0.150 | 0.166 | 1.194 | 1.654 |

Tabla N°4

$E_h = h \cdot \frac{Pa_1 + Pa_2}{2}$ para el diagrama trapecial.

El valor del Empuje activo total para el caso de $\varphi' \neq 0$ será $E_a = \frac{E_h}{\cos \varphi'}$. La componente vertical $E_v = E_h \cdot \tan \varphi'$.

La tabla 3, permite por igual procedimiento calcular los valores del Empuje Pasivo utilizando para ello los coeficientes K_p y K'_p .

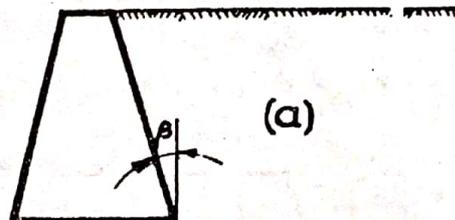
Para valores intermedios de φ' o δ de aquellos que figuran en las tablas, se debe interpolar, y en el caso de los valores de δ , utilizar los indicados en las primeras columnas ya que $K_a = K'_a$.

TABLAS PRACTICAS PARA EL CASO DE MURO O TERRAPLEN INCLINADOS.-

Se pueden presentar tres Casos (fig. 9)

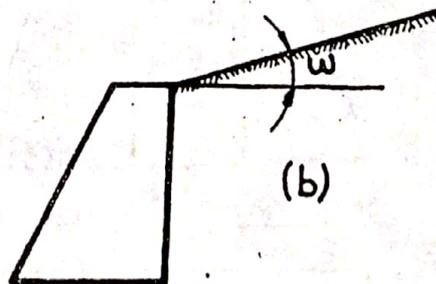
- a) Muro inclinado y terraplén horizontal

$\beta \neq 0 ; w = 0$



- b) Muro vertical y terraplén inclinado

$\beta = 0 ; w \neq 0$



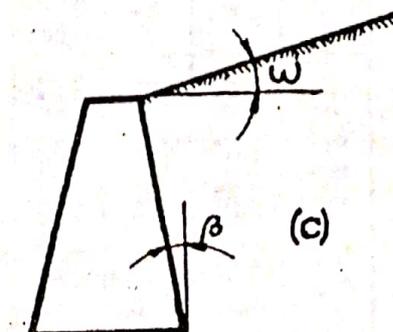
- c) Muro y terraplén inclinado

$\beta \neq 0 ; w \neq 0$

Para los casos (a) y (b) se presentan las tablas 5 y 6 que dan los coeficientes K'_a cuyo significado ya vimos en las tablas 3 y 4.

La presión horizontal por metro de profundidad de muro será

$Pa_1 = k'_a \cdot \delta \cdot h$ (caso de cresta del muro y sobrecarga q)



donde $h_0 = \frac{q}{\delta}$ (en caso de ausencia de sobrecarga tendremos que $Pa_1 = 0$ y el diagrama es triangular).

$Pa_2 = K'_a \cdot \delta \cdot d$ ($d = h + h_0$ para el caso de sobrecarga, y $d = h$ si no hay sobrecarga)

El valor del Empuje Activo en su componente horizontal será:

$$Eh = \frac{1}{2} \cdot Pa_2 \cdot h \quad (\text{caso que no haya sobrecarga})$$

$$Eh = \frac{Pa_1 + Pa_2}{2} \cdot h \quad (\text{en caso de sobrecargas})$$

El empuje total inclinado será:

$$Ea = \frac{Eh}{\cos \delta} \quad \text{siendo} \quad \delta = \varphi' + \beta$$

COEFICIENTES K'_a DE EMPUJES PARA TERRAPLEN HORIZONTAL Y PARED INCLINADA (caso a)

| φ | β | φ' | | | | | | |
|-----------|---------------|------------|---------|--------|-------|--------|---------|---------|
| | | -1:3 | -1:4 | 1:10 | 1:1 | 1:10 | 1:6 | 1:3 |
| | | -19°25' | -11°16' | -9°40' | 0 | +6°40' | +11°16' | +19°25' |
| 16° | 0 | 0.408 | 0.890 | 0.883 | 0.885 | 0.619 | 0.617 | 0.674 |
| | 1/3 φ | 0.410 | 0.403 | 0.828 | 0.853 | 0.682 | 0.610 | 0.638 |
| | 2/3 φ | 0.418 | 0.470 | 0.490 | 0.624 | 0.640 | 0.680 | 0.607 |
| 24° | 0 | 0.308 | 0.347 | 0.388 | 0.428 | 0.464 | 0.400 | 0.635 |
| | 1/3 φ | 0.286 | 0.319 | 0.365 | 0.388 | 0.414 | 0.452 | 0.493 |
| | 2/3 φ | 0.264 | 0.303 | 0.320 | 0.363 | 0.390 | 0.418 | 0.466 |
| 32° | 0 | 0.174 | 0.218 | 0.256 | 0.297 | 0.329 | 0.270 | 0.416 |
| | 1/3 φ | 0.162 | 0.205 | 0.235 | 0.271 | 0.304 | 0.338 | 0.373 |
| | 2/3 φ | 0.162 | 0.191 | 0.219 | 0.260 | 0.270 | 0.297 | 0.320 |
| 40° | 0 | 0.091 | 0.102 | 0.163 | 0.203 | 0.238 | 0.270 | 0.327 |
| | 1/3 φ | 0.088 | 0.120 | 0.160 | 0.187 | 0.208 | 0.249 | 0.273 |
| | 2/3 φ | 0.083 | 0.114 | 0.139 | 0.167 | 0.188 | 0.217 | 0.238 |

Tabla 5

COEFICIENTES DE EMPUJES K'_a PARA TERRAPLEN INCLINADO Y PARED VERTICAS (caso b)

| ω | φ' | $\varphi=20^\circ$ | $\varphi=25^\circ$ | $\varphi=30^\circ$ | $\varphi=35^\circ$ | $\varphi=40^\circ$ | $\varphi=45^\circ$ | $\varphi=50^\circ$ |
|----------|---------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| +50° | 0 | 0.894 | 0.672 | 0.441 | 0.243 | 0.206 | 0.204 | 0.184 |
| | 1/3 φ | 0.684 | 0.644 | 0.413 | 0.319 | 0.248 | 0.187 | 0.141 |
| | 2/3 φ | 0.684 | 0.623 | 0.380 | 0.297 | 0.225 | 0.171 | 0.128 |
| +16° | 0 | 0.640 | 0.503 | 0.401 | 0.319 | 0.260 | 0.194 | 0.147 |
| | 1/3 φ | 0.614 | 0.474 | 0.373 | 0.295 | 0.229 | 0.177 | 0.134 |
| | 2/3 φ | 0.589 | 0.448 | 0.349 | 0.272 | 0.210 | 0.160 | 0.123 |
| +16° | 0 | 0.676 | 0.461 | 0.378 | 0.300 | 0.237 | 0.185 | 0.143 |
| | 1/3 φ | 0.630 | 0.430 | 0.344 | 0.274 | 0.216 | 0.168 | 0.129 |
| | 2/3 φ | 0.608 | 0.402 | 0.320 | 0.263 | 0.197 | 0.163 | 0.117 |
| -10° | 0 | 0.110 | 0.307 | 0.394 | 0.245 | 0.203 | 0.187 | 0.125 |
| | 1/3 φ | 0.493 | 0.314 | 0.274 | 0.234 | 0.181 | 0.144 | 0.118 |
| | 2/3 φ | 0.374 | 0.297 | 0.260 | 0.204 | 0.164 | 0.130 | 0.101 |
| -16° | 0 | 0.420 | 0.369 | 0.291 | 0.239 | 0.194 | 0.165 | 0.121 |
| | 1/3 φ | 0.383 | 0.317 | 0.292 | 0.216 | 0.174 | 0.139 | 0.109 |
| | 2/3 φ | 0.364 | 0.291 | 0.239 | 0.196 | 0.137 | 0.128 | 0.088 |
| -30° | 0 | 0.401 | 0.315 | 0.279 | 0.230 | 0.187 | 0.160 | 0.118 |
| | 1/3 φ | 0.266 | 0.303 | 0.260 | 0.206 | 0.168 | 0.144 | 0.106 |
| | 2/3 φ | 0.236 | 0.270 | 0.228 | 0.189 | 0.161 | 0.120 | 0.095 |
| | φ | 0.211 | 0.264 | 0.207 | 0.168 | 0.134 | 0.106 | 0.082 |

Tabla 6

Para el caso (c), de muro y terraplén inclinados se pueden utilizar ábacos de Caquot que dan el coeficiente K_a para el empuje total inclinado cuya presentación y explicación omitimos dada la naturaleza de este curso.-

Terrenos dotados de cohesión.-

Los estudios hasta ahora presentados supusieron terrenos sin cohesión tales como las arenas.

Sin embargo, para el caso de las arcillas se debe tener en cuenta el efecto de la cohesión que proporciona una mayor resistencia al deslizamiento, actuando la cohesión como una sobrecarga de signo negativo.-

en donde $h_o = - \frac{c \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma}$ para el caso de terraplén horizontal.-

Sin embargo en la práctica, es común aconsejar no tener en cuenta la cohesión de los terrenos salvo el caso de que exista garantía de que esta cohesión no será alterada con el correr de los años.

Las variaciones climáticas, las erosiones por infiltración de agua y otros factores, pueden en ciertos casos, transformar la estructura de un suelo alterando su resistencia al corte.

Estudio de las sobrecargas.-

Las sobrecargas generalmente están constituidas por el peso de los vehículos que transitan en las inmediaciones del muro de sostenimiento, o por muchedumbres aplicadas junto a los mismos.

Las cargas concentradas se suelen transformar para la generalidad de los casos en cargas distribuidas equivalentes.

Veremos el procedimiento a seguir para algunos casos particulares.

Partimos del principio de que toda carga uniforme que actúa sobre un terraplén no altera la posición de la superficie deslizante y las cargas ubicadas fuera del prisma de deslizamiento no tienen influencia sobre el empuje.

Veremos los dos siguientes casos:

a) Sobrecarga móvil en dirección aproximadamente normal al eje del muro (fig. 10)

b) Sobrecarga paralela al eje del muro. (fig. 11)

a) Este caso se presenta en los estribos para puentes.

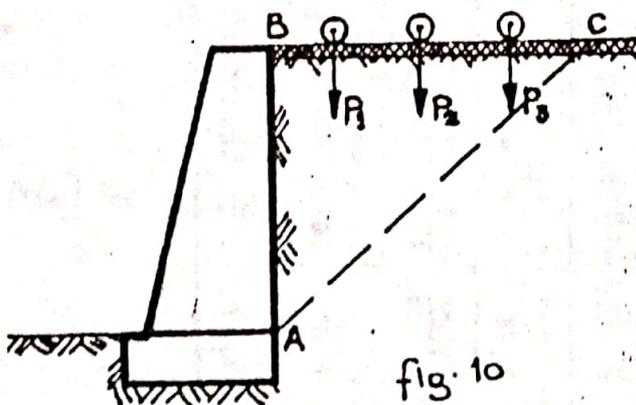


fig. 10

Por los procedimientos conocidos se halla el plano de flexura AC.

Se colocan los ejes más pesados del vehículo (locomotora, automotor) sobre la longitud BC y se determina la sobrecarga equivalente uniformemente repartida por metro cuadrado por la fórmula

$$q = \frac{\sum P_i}{l \times BC}$$

Donde l es la profundidad sobre la que se reparten cargas del vehículo.

En el caso de puentes carreteros se suelen considerar valores simplificados como por ejemplo, asignar 500 Kg/m² a la multitud y las cargas concentradas como las que transmiten los rodillos de aplanadoras de acuerdo al puente en estudio.

b) Cuando la sobrecarga se presenta paralela al eje del muro, caso de carreteras, avenidas costaneras, caminos de faldeo en montañas etc., la distribución de las cargas es diferente que en el caso precedente.

Para el caso de sobrecargas un poco alejadas del muro, el profesor Enger ha demostrado que la misma se reparte uniformemente sobre una longitud horizontal CD, que se obtiene de la siguiente forma:

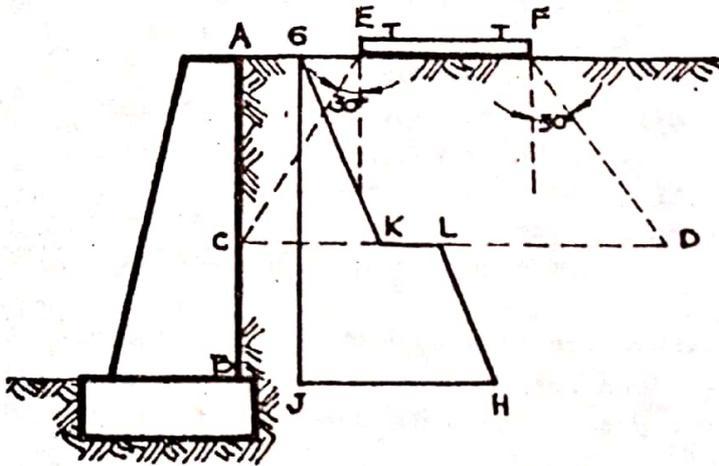


fig. 11

Se trazan por E y F rectas inclinadas a 30° hasta que encuentren al paramento del muro en el punto C y por éste se traza la horizontal CD. Toda la carga móvil se reparte sobre esta superficie CD. El diagrama de presiones, es fácil deducir, adquiere la forma de la figura G.J.H.L.K.

La ordenada K.L representa la presión producida por la sobrecarga.

Si, en cambio, la sobrecarga se aplica muy próxima al muro, la

distribución de la presión se calcula directamente actuando sobre el terraplén.

El valor de q, por unidad de profundidad, se calcula de la misma forma que en el caso (a).

Cálculos para un muro de Sostentamiento.-

Los muros de sostentamiento de Albañilería u hormigón ciclópeo se predimensionan y luego se verifican mediante los cálculos que se explican más abajo.

Es obvio que si, al verificar, resulta un muro sobredimensionado o sub dimensionado, deberá redimensionarse nuevamente y proceder a una nueva verificación hasta obtener resultados satisfactorios.

Los cálculos de verificación del comportamiento de un muro de sostentamiento comprenden dos aspectos:

- a) Verificación de su capacidad de resistencia al vuelco.
- b) Verificación de que las tensiones a que se hallarán solicitadas las distintas secciones del muro, como de las juntas entre éste y su cimentación y entre la cimentación y el suelo que le sirve de apoyo, son compatibles con las consideradas como admisibles.

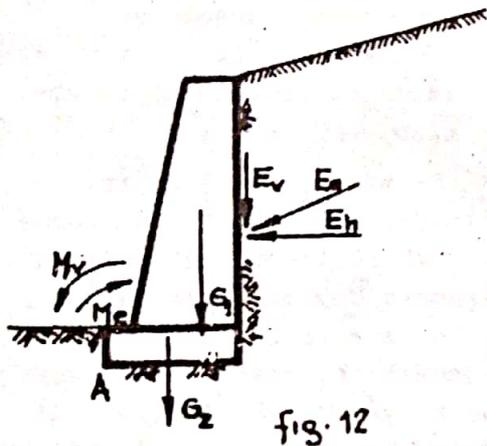
Veamos como se realizan cada una de éstas verificaciones:

a) Verificación estática o de resistencia al vuelco.-

Consiste en comprobar en cualquier sección, pero muy especialmente en la junta cimiento suelo, que la capacidad de mantenerse estable es superior al peligro de vuelco por acción de los empujes.

La fuerza estabilizadora está constituida por la suma de todas las fuerzas verticales: peso propio del muro, peso propio de la fundación (aplicadas ambas en los centros de gravedad respectivos) y la componente vertical de los empujes del suelo, aplicada en la cara anterior del muro.

La fuerza volcadora estará formada, salvo casos de excepción, por la componente horizontal del empuje del suelo aplicada en la cara interior del muro.



En el caso de la junta cimiento a suelo, se advierte, como se ve en la figura, que la fuerza E_h tiende a "volcar" o hacer "rotar" toda la estructura alrededor del punto A.

El momento volcador (M_v) será simplemente el producto de E_h por la distancia del punto A a la recta de aplicación de E_h .

El giro de este momento, como se ve en el caso de la figura, se da en el sentido contrario al de las agujas del reloj.

jas del reloj.

El momento estabilizador (M_e) estará constituido por la suma de los momentos de las fuerzas estabilizadoras, con respecto al punto A. El sentido del giro será contrario al anterior y en el caso de nuestra figura (12) en el sentido de las agujas del reloj.

Cuando M_e (momento estabilizador) sea igual a M_v (momento volcador), estaremos en la condición de equilibrio estricto.

Para tener un margen de seguridad suficiente, se adopta como condición estática de equilibrio al vuelco, que el momento estabilizador sea por lo menos dos veces mayor que el momento volcador, o sea $\frac{M_e}{M_v} \gg 2$.

b) Verificación elástica o resistencia a las tensiones a que se encontrarán sometidos el muro y el suelo de apoyo.-

Los muros de sostenimiento aislados, cuando se los construye de mampostería u hormigón ciclópeo, no tienen una resistencia importante a la tracción.

En consecuencia, el muro debe ser proyectado de tal manera que la resultante de las fuerzas actuando en una sección, corte a la misma dentro del núcleo central y de esta forma se originen solo tensiones normales de compresión.

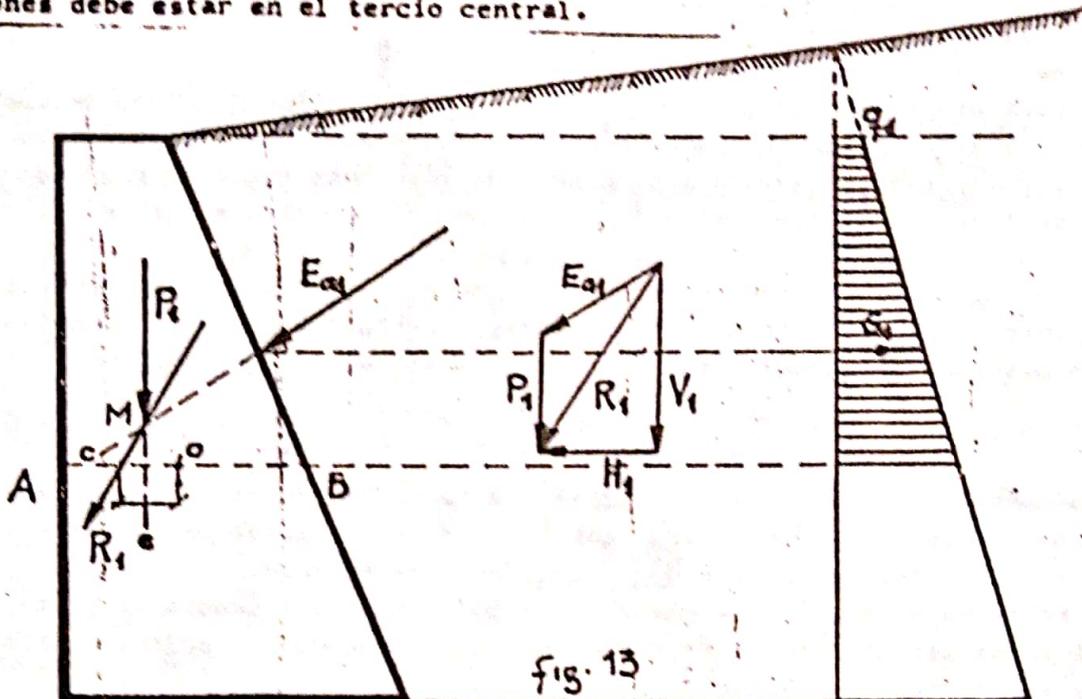
Para una sección cualquiera AB como se ve en la figura, (13), las fuerzas aplicadas son:

el peso propio P_1 del muro situado por encima de AB y aplicado en su Centro de Gravedad y el empuje E_a que es la resultante de las presiones del suelo ejercidas por encima de la sección AB.

Ambas fuerzas se encuentran en el punto M (intersección de sus rectas de aplicación) y por allí pasa su resultante R_1 (obtenida mediante el polígono de fuerzas).

Esta resultante corta a la sección AB en el punto C que se llama Centro de Presiones. El lugar geométrico de los puntos C es lo que se denomina "línea de presiones" de un muro.

Para que no existan secciones que estén sometidas a tracción, el punto C se deberá encontrar dentro del núcleo central, de modo que para el caso de secciones rectangulares como la del plano AB, el Centro de presiones debe estar en el tercio central.



Además de esta primera verificación, debemos calcular la presión máxima y constatar si es compatible con la tensión admisible del material con que se ha de construir el muro.

Llamando e a la distancia del punto C al Centro O del segmento AB, las tensiones normales a que estará sometida la sección, se calculan por la conocida fórmula:

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} = \frac{V_1}{b \cdot l} \cdot \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$$

donde V_1 es la proyección vertical de la resultante R_1 ; b es el ancho del muro en la sección AB y l , la profundidad considerada, que en la mayoría de los casos se toma igual a 1 metro.

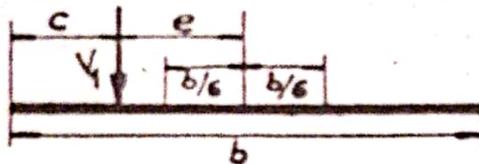
En la generalidad de los casos se acostumbra a efectuar esta verificación en la base del muro, esto es, en la sección entre el muro y su cimentación.

Si la resultante por el contrario no pasara por dentro del núcleo central, que para el caso de secciones rectangulares es el tercio central, se producirán tensiones de compresión y de tracción.

En muros de hormigón sin armar puede admitirse que esta tensión no sobrepase los límites establecidos por el C.I.R.S.O.C. Para el caso de hormigón ciclópeo se aconseja que la tensión de tracción no supere $1/3$ o $1/40$ de la tensión de compresión. En los casos de muros de mampostería debe desecharse la posibilidad de resistencia a la tracción.

En estos dos últimos casos se aconseja siempre despreciar la resistencia a la tracción y, en tal caso, el cálculo de la tensión máxima de compresión deberá realizarse por la conocida fórmula:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 V_1}{3 \cdot C \cdot l}$$



siendo V_1 la componente vertical de la resultante; C la distancia del centro de presiones al borde comprimido y l la profundidad considerada, en general, un metro.

Para el caso de la junta cimiento suelo, no hay posibilidad de que existan resistencias de tracción, por lo que en general, se exige que toda la sección, esté comprimida, esto es, que e sea menor que el radio del núcleo central y que la tensión máxima de compresión sea compatible con la tensión admisible del terreno ($\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$)

Por último, resta verificar, en los muros, la resistencia al corte en cualquier sección. Esta tensión de corte, tratándose de muros ejecutados con material homogéneo, se calcula por la fórmula:

$$\tau = \frac{T}{b \cdot l}$$

T es la componente horizontal de la resultante de las fuerzas actuantes sobre una sección y es obvio decir que τ no debe ser superior a la resistencia al corte del material con que se ejecutará el muro.

En el caso de la junta cimiento suelo no hay resistencia al corte sino al resbalamiento por el frotamiento generado en esa superficie en la cual se aplica también la fuerza normal.

El valor del equilibrio límite entre la fuerza horizontal y la capacidad de resistencia al resbalamiento de la junta en donde actúa la fuerza normal está dada por la fórmula:

$$T = f \cdot V$$

Siendo f el coeficiente de fricción entre el suelo y la cimentación.

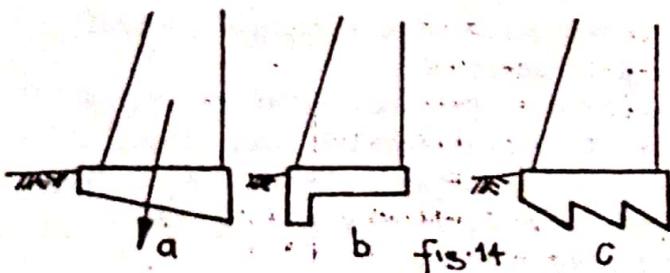
Para estar a cubierto se deberá verificar que:

$$T < f \cdot V \quad \text{o lo que es lo mismo:}$$

$$\frac{T}{V} = f' < f$$

Si esto no se cumpliera, deberemos modificar el proyecto de manera de aumentar V o disminuir T . Lo primero no resulta económico pues requiere más inversión de materiales.

La solución también suele obtenerse inclinando el plano de fundación de manera de aproximarlos a una posición normal a la resultante y así



disminuir T . También se suele aumentar la resistencia al deslizamiento haciendo dientes o retallos como se indica en la figura (14) ya que a la resistencia al frotamiento se suma la resistencia a la compresión del terreno.

En general y a los fines simplificativos, se suele tomar el valor de la resistencia friccional entre cimiento y muro, como una fracción (1/3 a 2/3) de la tangente del ángulo de fricción interna, de tal manera que

$$f = \text{tg } \varphi' = 1/3 \text{ a } 2/3 \text{ tg } \varphi$$

Como dato ilustrativo pero sin aplicación generalizada damos algunos valores usados en la práctica para el valor de f.

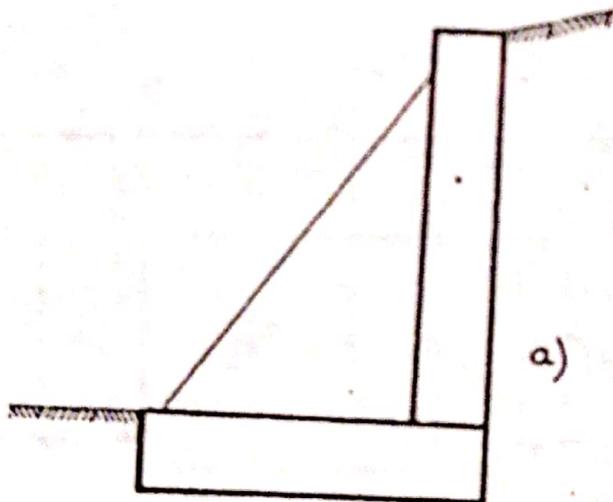
| | |
|--------------------------------|----------|
| Albañilería sobre arcilla seca | f = 0.50 |
| " " " húmeda | " = 0.33 |
| " " arena | " = 0.40 |
| " " grava | " = 0.60 |
| Hormigón sobre arena seca | " = 0.56 |
| " " " empapada | " = 0.56 |
| " " lógamo diluvial | " = 0.35 |

Caso particular de muros con contrafuertes.-

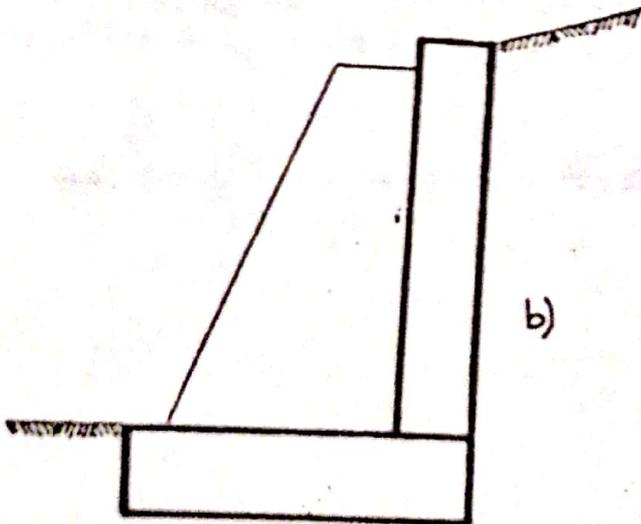
Los muros con contrafuertes presentan la ventaja de aumentar la estabilidad sin aumentar notablemente el peso del muro.

La sección de los contrafuertes puede ser trapezoidal o triangular. Su espesor, ligeramente igual al del muro y la separación entre los mismos de 4 a 6 veces el espesor del muro

En los muros con contrafuertes, se deben hacer, como en los muros convencionales, las verificaciones estáticas y elástica.



a)



b)

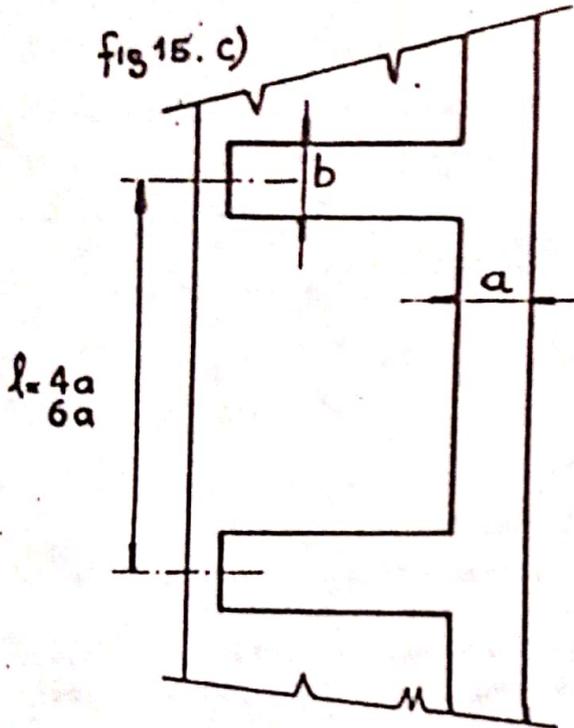
fig 15

La sección que presenta una singularidad en las verificaciones, es la que corresponde a la junta muro cimiento que vemos en la figura 15 a) Como la sección mencionada no es de forma rectangular, no son de aplicación para la verificación elástica, las fórmulas vistas que corresponden a secciones rectangulares.

Más adelante veremos como se realiza esta verificación, En cuanto a las verificaciones estáticas y de la tensión de corte, lo único variable es que la profundidad del muro que debe tomarse, no es ya un metro, sino la longitud " l " entre contrafuertes.

Veamos como se calculan las tensiones normales en la junta muro cimiento o en cualquier otra comprendida entre ésta y el borde superior del contrafuerte. (fig. N° 16)

Supongamos el caso de contrafuertes exteriores. Determinamos el empuje del suelo sobre la cara FI, hasta la sección que analizamos, por cualquiera de los métodos ya vistos. Los puntos F e I corresponden a la mitad de la distancia entre ejes de los contrafuertes.

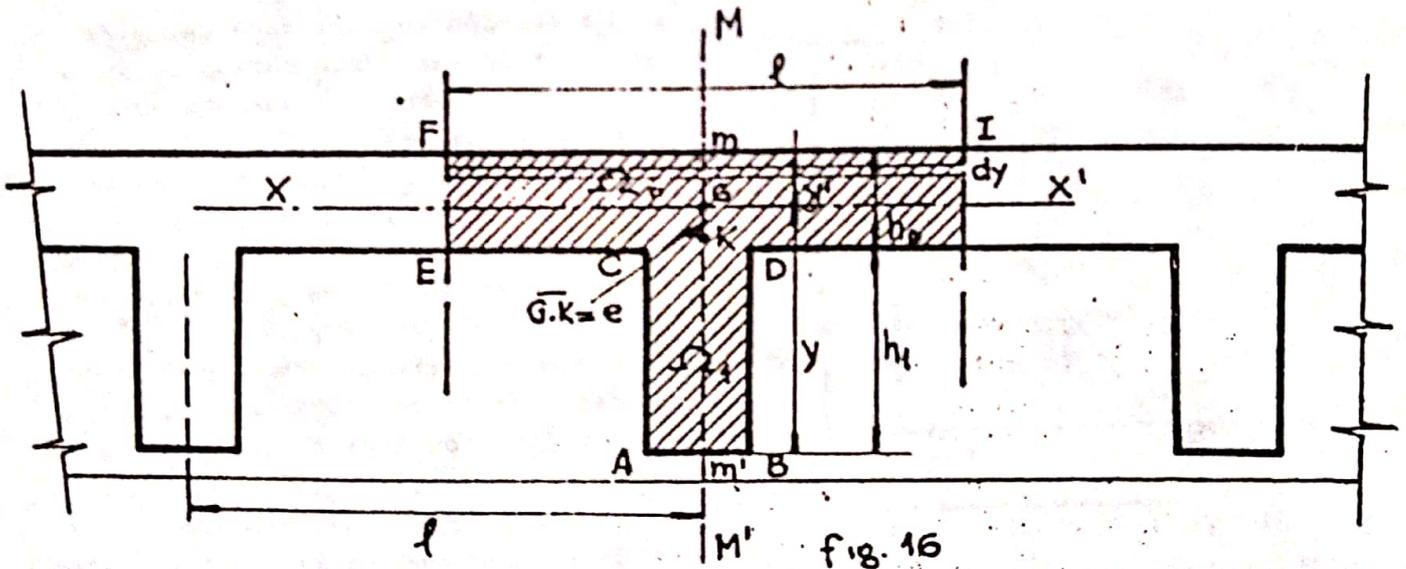


Calcúlase el peso del muro hasta la mencionada sección, y el del contrafuerte.

La resultante de estas dos fuerzas, empuje y peso propio debe pasar por un punto ubicado dentro del núcleo central de la sección cuando se trate de muros de albañilería o de hormigón ciclópeo.

Siendo $M M'$ la recta que une los puntos medios de $F I$ y $A B$, la resultante de las fuerzas del empuje y peso propio, estará en el plano vertical que pasa por $M M'$ y cortará a la sección en un punto tal como el K que denominamos el centro de presiones. Llamamos h_0 a la altura $I J$ o espesor del muro y h_1 a la altura $A G$ del contrafuerte; Ω_0 y Ω_1 las áreas $E I J$

del muro y $A B C D$ del contrafuerte. Además denominamos $h = h_0 + h_1$ y $\Omega = \Omega_0 + \Omega_1$



Determinamos el Centro de Gravedad de la sección Ω que también se ubicará sobre el eje $M M'$ y a una distancia y del borde $A B$ que calculamos así:

$$y = \frac{h_1}{2} + \frac{\Omega_0}{\Omega} \cdot \frac{h}{2}$$

El momento de inercia de la sección Ω con relación al eje $X X'$ que pasa por G es:

$$I_x = \frac{\Omega_1 h_1^2 + \Omega_0 h_0^2}{12} + \frac{\Omega_0 \cdot \Omega_1 \cdot h^2}{4 \cdot \Omega}$$

El valor de la tensión σ_y en una faja de altura dy paralela al eje $X X'$ es:

$$\sigma_y = v \cdot \left(\frac{\beta \cdot y'}{I_x} + \frac{1}{\Omega} \right)$$

en que: V es la componente vertical de la resultante

β : la distancia de G a los bordes del núcleo central sobre $M M'$

y' : la distancia de la faja al Centro de Gravedad G

I_x y Ω , los valores ya vistos.-

haciendo sucesivamente $y' = \overline{G \cdot m}$ e $y' = \overline{G \cdot m'}$, distancia de G a ambos bordes podemos despejar los valores de β :

$$\frac{\beta \cdot G m}{I_x} + \frac{1}{\Omega} = U$$

Ya que para el caso de que la resultante pase por el borde del núcleo central, la tensión en $F I$ es nula:

$$\beta_1 = \frac{-1}{\Omega} \cdot \frac{I_x}{G m}$$

Lo mismo ocurriría con el otro borde $A B$

$$\beta_2 = \frac{1}{\Omega} \cdot \frac{I_x}{G m'}$$

La resultante de las fuerzas deberá pasar por un punto K cuya distancia "e" al centro G no supere los valores de β_1 o β_2 según corresponda.

La presión máxima sobre el borde $A B$ (ya que la resultante de las presiones y pesos así lo provocara) se calcula mediante la formula:

$$\sigma_{\max} = V \left(\frac{\beta_2 \cdot y}{I_x} + \frac{1}{\Omega} \right)$$

Este valor de σ_{\max} debe resultar inferior al permitido para el caso de muros de albanilería o de hormigón ciclópeo.

Proyecto de muros de sostenimiento de albanilería u hormigón ciclópeo.-

El proyecto de un muro de sostenimiento de albanilería y hormigón ciclópeo se hace ejecutándose inicialmente un anteproyecto y verificando enseguida las condiciones de estabilidad y elasticidad. El proyecto definitivo se ejecuta corrigiendo el anteproyecto en aquellos términos que así lo requieren.

Como hay una infinidad de tipos y formas de sección transversal, no será fácil al Ingeniero que no tiene práctica o experiencia suficiente, elaborar bien un anteproyecto lo que dificulta obtener un proyecto definitivo adecuado a las características de la obra y del suelo.

Para facilitar esta tarea presentamos los principales tipos de muros y en la tabla N° 7 las dimensiones aproximadas que pueden ser adoptadas en el anteproyecto, vinculándolas con las características del suelo a través del ángulo φ . Esta tabla figura en libro "Estudio dos macicos terrosos" de F. Sarmento Correia de Araujo.

Muros de sostenimiento de albañilería y hormigón ciclópeo.-

Secciones tipos más usuales.-

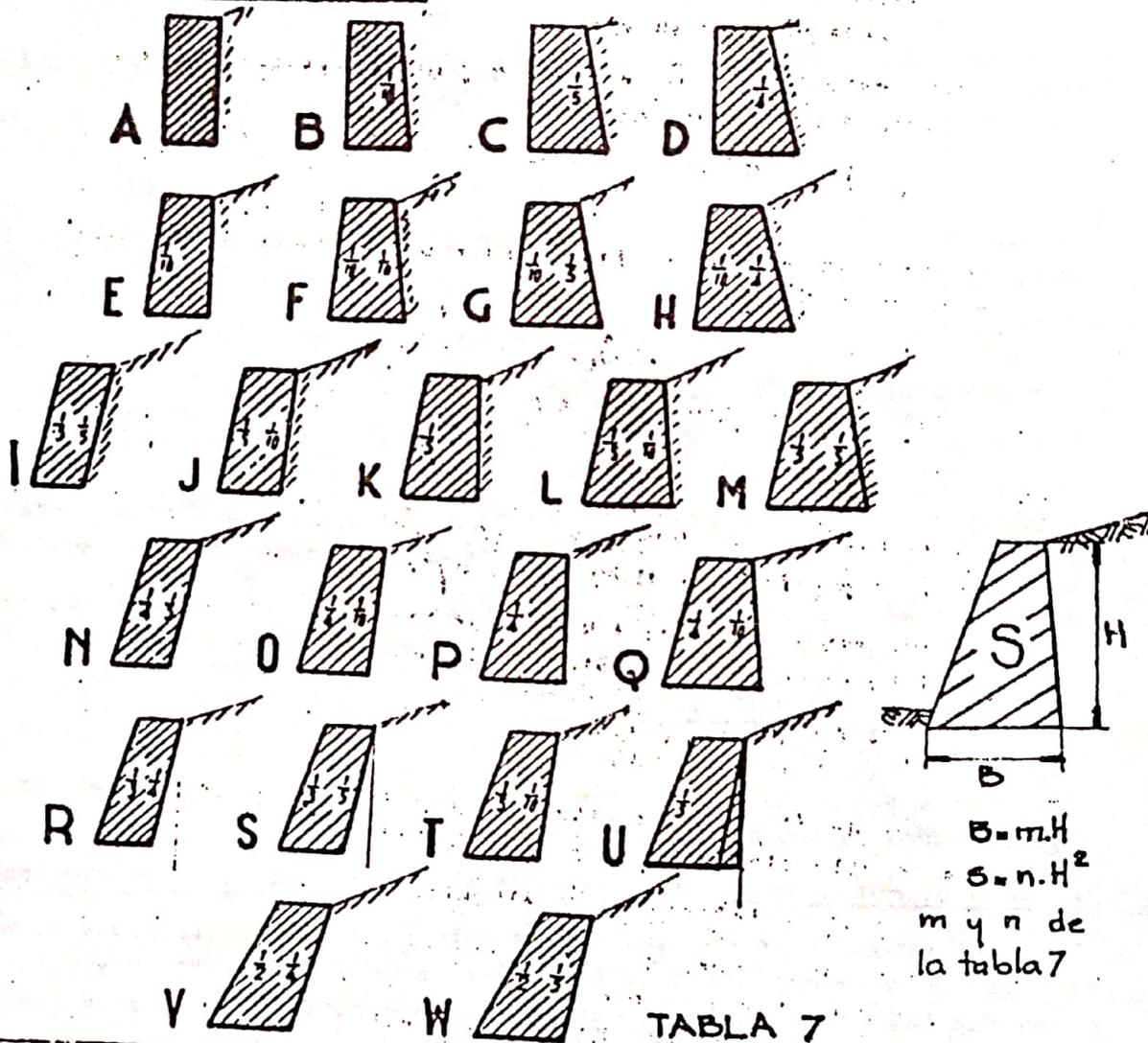


TABLA 7

| Sección Tipo | α = 20° | | α = 25° | | α = 30° | | α = 35° | | α = 40° | |
|--------------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
| | m | n | m | n | m | n | m | n | m | n |
| A | 0,508 | 0,508 | 0,439 | 0,439 | 0,383 | 0,383 | 0,333 | 0,333 | 0,289 | 0,289 |
| B | 0,363 | 0,513 | 0,501 | 0,451 | 0,447 | 0,397 | 0,401 | 0,351 | 0,357 | 0,307 |
| C | 0,608 | 0,508 | 0,550 | 0,450 | 0,495 | 0,395 | 0,452 | 0,352 | 0,406 | 0,306 |
| E | 0,476 | 0,426 | 0,413 | 0,303 | 0,358 | 0,308 | 0,310 | 0,200 | 0,209 | 0,219 |
| F | 0,320 | 0,430 | 0,470 | 0,370 | 0,417 | 0,317 | 0,372 | 0,272 | 0,330 | 0,230 |
| G | 0,572 | 0,122 | 0,515 | 0,305 | 0,401 | 0,311 | 0,410 | 0,209 | 0,376 | 0,226 |
| I | 0,246 | 0,310 | 0,279 | 0,270 | 0,225 | 0,225 | 0,175 | 0,175 | 0,136 | 0,136 |
| J | 0,406 | 0,356 | 0,314 | 0,291 | 0,203 | 0,243 | 0,245 | 0,105 | 0,213 | 0,103 |
| K | 0,464 | 0,361 | 0,104 | 0,304 | 0,353 | 0,253 | 0,309 | 0,209 | 0,272 | 0,172 |
| L | 0,514 | 0,361 | 0,457 | 0,307 | 0,408 | 0,258 | 0,360 | 0,216 | 0,327 | 0,177 |
| M | 0,553 | 0,353 | 0,409 | 0,299 | 0,448 | 0,218 | 0,409 | 0,209 | 0,376 | 0,226 |
| N | 0,349 | 0,324 | 0,280 | 0,201 | 0,233 | 0,208 | 0,187 | 0,102 | 0,151 | 0,126 |
| O | 0,408 | 0,333 | 0,318 | 0,273 | 0,290 | 0,224 | 0,254 | 0,179 | 0,219 | 0,144 |
| P | 0,452 | 0,338 | 0,406 | 0,281 | 0,357 | 0,232 | 0,315 | 0,100 | 0,290 | 0,155 |
| Q | 0,511 | 0,330 | 0,456 | 0,281 | 0,407 | 0,232 | 0,366 | 0,191 | 0,327 | 0,177 |
| R | 0,338 | 0,291 | 0,272 | 0,230 | 0,223 | 0,181 | 0,182 | 0,140 | 0,149 | 0,107 |
| S | 0,361 | 0,291 | 0,302 | 0,235 | 0,254 | 0,187 | 0,212 | 0,145 | 0,180 | 0,113 |
| T | 0,417 | 0,300 | 0,301 | 0,214 | 0,316 | 0,199 | 0,270 | 0,159 | 0,214 | 0,127 |
| U | 0,470 | 0,303 | 0,414 | 0,247 | 0,369 | 0,202 | 0,315 | 0,190 | 0,208 | 0,155 |
| V | 0,380 | 0,255 | 0,329 | 0,204 | 0,287 | 0,162 | 0,251 | 0,129 | 0,119 | 0,107 |
| W | 0,407 | 0,257 | 0,356 | 0,206 | 0,316 | 0,160 | 0,212 | 0,145 | 0,180 | 0,113 |

Los muros de sección trapezoidal con paredes externas verticales (tipos B, C y D) deben usarse cuando existan exigencias de proyecto o de carácter estético. Debe preferirse, siempre que sea posible, adoptar un paramento externo inclinado, de modo de obtener un centro de gravedad más próximo al lado del terreno.

Desde el punto de vista de la economía del material, los muros más convenientes, son aquellos que poseen las dos caras inclinadas para el lado del terreno a sostener. Así pueden obtenerse resultados óptimos con los tipos R, S, T, U, V ó W.

Conviene recalcar nuevamente que, en los muros de sostenimiento, debemos tomar las precauciones necesarias con el objeto de asegurar el desagüe del suelo, a cuyo fin deben ejecutarse drenes de sección rectangular de 5 x 10 ó 5 x 20 cm. o caños de 4" ubicados en filas horizontales de 1.00 m a 1.50 m entre ellos tanto en sentido vertical como horizontal.

Cimentación de los muros.-

En cuanto a las dimensiones de la fundación, las mismas dependen de las características del terreno soporte, y a circunstancia locales, como ser peligros de erosión, corrimientos de suelos, existencia de rellenos, etc.

Para los casos corrientes caben las mismas observaciones que para la fundación de los muros comunes. Por ningún motivo pueden ser inferiores a 0,50 m y por lo general de 0,80 a 1.00 m, aumentando estos valores cuando los muros son de gran altura (más de 7,00 m).-

Casos particulares.-

a) Muros de atraque de hormigón simple y piedra.-

El perímetro de los muelles o muros de atraque debe ser tal que permita a los buques hacer operaciones de carga y descarga.

Un muro de atraque es un muro de sostenimiento en el cual uno de los paramentos, (el exterior) está en contacto con el agua y por consiguiente sometido al empuje de ésta y el interior al empuje de las tierras, al del empuje del agua cuando están embebidas; y al empuje originado por las sobrecargas correspondientes a las vías de las grúas y a los materiales depositados en el muelle. A su vez el paramento exterior puede tener choques imprevistos de las embarcaciones que son en general difíciles de evaluar.

A excepción de los muros de atraque fundados en roca viva, en todos los otros el agua filtra a través de la fundación y pasa al otro lado manteniéndose a un nivel aproximadamente igual al nivel medio de las aguas exteriores en su mayor y menor nivel.

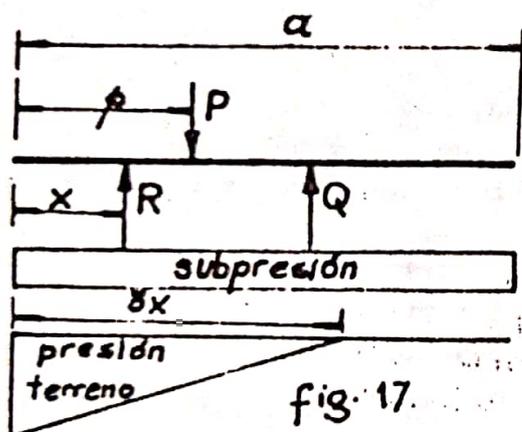
Esta agua reduce el coeficiente de frotamiento, aumenta el empuje y por ello hace que este sea más horizontal. Las fundaciones están expuestas a ser socavadas por las corrientes de agua que pueden producirse debido al distinto nivel entre el agua del mar y terrenos, o también por el movimiento producido por las hélices de los barcos.

Para facilitar el atraque de los buques la pared exterior debe tener una pendiente casi vertical o por lo menos hasta una cierta profundidad lo cual es un inconveniente respecto a la estabilidad del muro.

Además se debe tener en cuenta que en los muelles cada 25 m existen uñas o postes de amarre (llamados bolardos), que soportan las tracciones de amarre de los navíos; el valor del esfuerzo depende del tonelaje de los barcos y del movimiento del mar, pudiendo llegar a 50 tn.

Hay que tener en cuenta que los muros de atraque son fundados en terrenos impregnados de agua, y por lo tanto la capa resistente de fundación está a una profundidad grande. Cuando el muro no está fundado sobre roca viva existe la subpresión que es igual al peso de la altura máxima del agua. A esta subpresión la consideramos uniforme en toda la superficie de fundación, o sea que la resultante tendrá como centro de presión un punto situado en el centro de gravedad de la base de fundación.

La subpresión disminuye la estabilidad del muro. A su vez tendremos



en cuenta que como los materiales están sumergidos en agua disminuyen su peso. Consideremos la fundación de un muro de atraque (fig. 17) en la cual P es el esfuerzo normal; la subpresión está aplicada en el centro y es igual a Q , o sea que la resultante R , sumada a Q , debe equilibrar la fuerza P .

$$R = P - Q$$

Queremos conocer la distancia x a que está situada la fuerza R , para lo cual

tomamos momentos con respecto al borde izquierdo:

$$R \cdot x = P \cdot p - Q \cdot \frac{a}{2} \quad \text{y despejando}$$

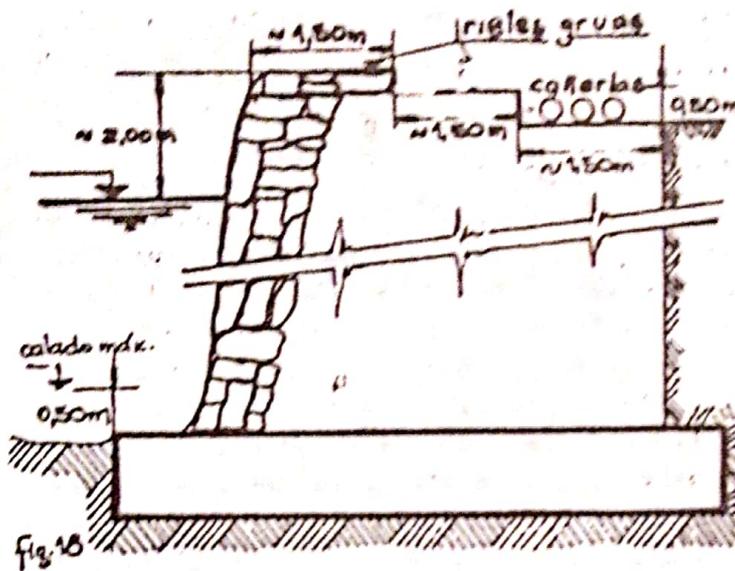
$$x = \frac{P \cdot p - Q \cdot a/2}{R} = \frac{2 \cdot P \cdot p - Q \cdot a}{2 \cdot R} = \frac{2 \cdot P \cdot p - Q \cdot a}{2 (P - Q)}$$

De esta manera determinamos la posición de la reacción del terreno y el valor de la misma. Como vemos la subpresión desplaza la posición de la fuerza R .

Es diagrama de tensiones del suelo en este caso puede ser trapezoidal, o en caso extremo triangular, afectando una superficie de base de ancho máximo igual a $3x$.

Los muros de atraque debido a las fuertes sobrecargas, como también al empuje del agua de los terrenos, tienen en general pendientes grandes y se ejecutan con el paramento externo con pendiente reducida: $1/20$ a $1/40$ mientras que el paramento interior se hace con retallos que tienen un ancho de 1.00 al .50 m. y una altura de 1 a 2 metros.

Generalmente la cara en contacto con el agua se hace de granito y el coronamiento tiene un refuerzo de bloques de granito de 1,50 a 2,00 mts. de ancho y un espesor de 0,30 que penetra en el hormigón para mayor segu-



riedad, aprovechándose la parte posterior para colocar las vías de las aguas. Las cañerías de agua, electricidad, etc. se colocan sobre los retallos. La altura de coronamiento se hace de 2.0 a 2.50 m. sobre el nivel normal de las aguas, y en ningún caso a menos de 0.50 sobre los máximos niveles. Debe procurarse que en las más bajas mareas el buque esté como mínimo a 0.50 m. del fondo (fig 18)

Cálculo de verificación de un muro de atraque.-

Lo primero a considerar es el dimensionamiento del muro, que lo haremos como se indica a continuación por medio de reglas empíricas y de acuerdo a la figura 17.

Conociendo la altura total disponible H calculada con las condiciones citadas de 2,50 m sobre el nivel normal de las aguas y 0,50 m como mínimo de flotabilidad de un buque, estableceremos H_b nivel inferior de las aguas haciendo:

$$H_b = \frac{H}{2}$$

por ejemplo, y tomando el máximo de aguas:

$$H_a = H - 0.50$$

El nivel del agua de infiltración H se toma como un promedio de los niveles máximo y mínimo:

$$H_s = \frac{H_a + H_b}{2}$$

Además tomamos: a = 0.2 H

$$b = 0.6 H$$

$$H_f = 0.2 H$$

$$H_b^f = 0.5$$

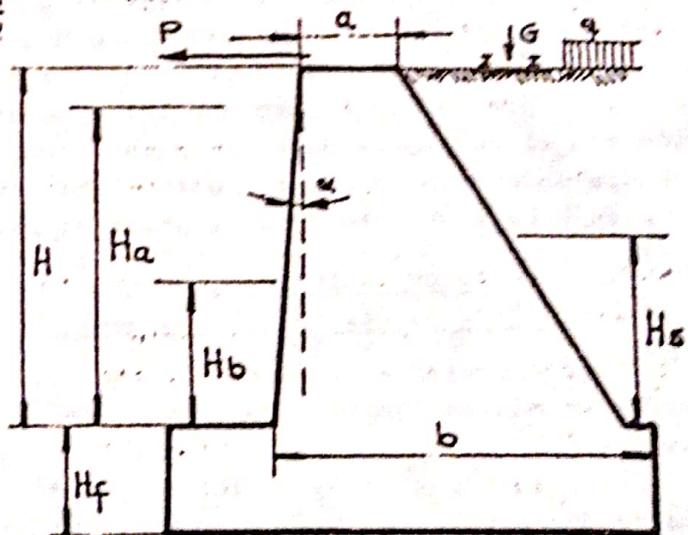


fig 19

Una vez predimensionado corresponde establecer las fuerzas que actúan sobre la estructura, que serán: P debido al amarre de los buques, G debido a la grúa y q debido a las sobrecargas distribuidas, fijas y móviles. Calculamos luego los empujes de tierra producidos en las diferentes condiciones, la subpresión del agua en la base y procedemos con los elementos (una vez perfectamente conocidos en magnitud, dirección y punto de aplicación), al cálculo de verificación de tensiones en las juntas preestablecidas de acuerdo al caso particular que se nos presente, siguiendo el mismo camino visto para el muro de sostenimiento.

b) Normas del Código de edificación de Buenos Aires sobre "excavaciones, estudios de suelos, muros de contención, empujes de las tierras".-

Por ser de interés transcribimos las normas contenidas en la última reforma del Código de edificación de la ciudad de Buenos Aires.

"5.2.2.6.- Ejecución de las excavaciones.-

Las excavaciones se ejecutarán en forma tal que quede asegurada la estabilidad de los taludes y cortes verticales practicados. Sólo podrán dejarse en forma permanente, sin sostén para soportar el empuje, los taludes inclinados calculados en base a los parámetros de resistencia al corte que corresponde aplicar según resulte del estudio de suelos.

Toda vez que las conclusiones del estudio de suelo así lo permitan, podrán practicarse cortes verticales sin apuntalamiento temporario siempre que su longitud no sea mayor que 2 m. Entre cortes parciales contiguos deberán dejarse banquetas de una longitud no menor que la del corte y de un espesor medido en el coronamiento de las mismas no menor que la mitad del corte, ni menor que 1 m y terminadas con un talud 2:1. En todos los casos los cortes serán apuntalados con estructuras temporarias capaces de resistir un empuje según lo determinado en "Empuje de las Tierras".

Para las excavaciones en suelo blando deberá verificarse la estabilidad del fondo. Cuando se realicen excavaciones en suelo blando deberá verificarse la estabilidad del fondo.

Cuando se realicen excavaciones junto a edificios o estructuras linderas deberán considerarse las sobrepresiones provenientes de zapatas, soleras o losas de fundación. Las sobrepresiones horizontales de cálculo no serán inferiores a los valores obtenidos utilizando las ecuaciones de Boussinesq (1) multiplicadas por 1,5 para entibaciones flexibles.

Todo proceso de bombeo o drenaje deberá ser programado con anticipación con el objeto de determinar las acciones temporarias o permanentes que pudieron ocasionarse sobre estructuras existentes contiguas.

(1) Véase K. Terzaghi, "Mecánica teórica de los suelos".-

5.3.2.0.- Estudio de suelos.-

5.3.2.1.- Exigencias del estudio de suelos.-

Deberá presentarse un estudio de suelos en los casos de ejecución de obras de más de cuatro pisos altos y/o sótanos de profundidad superior a los 6 m.

No obstante ello la Dirección podrá exigir la realización de un estudio de suelo en todos aquellos casos que lo considere necesario.

5.3.2.2.- Naturaleza del estudio de suelos.-

El estudio de suelos comprenderá la ejecución de perforaciones o pozos a cielo abierto para obtener muestras adecuadas para ser ensayadas en laboratorio a fin de determinar las propiedades físicas y mecánicas pertinentes que conduzca a la confección de un perfil resistente del terreno. Podrá incluir la realización de ensayos de carga u otro procedimiento de exploración e investigación de suelos que conduzcan al mismo fin o complementen la información anterior.

5.3.2.3.- Perforaciones o pozos a cielo abierto.-

El número de perforaciones o pozos a cielo abierto será fijado por el profesional en función de la naturaleza del problema, pero en ningún caso podrá ser menor de dos.

Las perforaciones o pozos a cielo abierto se ubicarán teniendo en cuenta la distribución de cargas que la estructura trasmite al suelo. Como mínimo las dos terceras partes de su número total se situarán dentro del área cubierta por la obra. Las que se sitúen fuera no podrán estar alejadas en más de 10 m. respecto de los límites de la construcción.

5.3.2.4.- Profundidad.-

Las perforaciones o pozos a cielo abierto se extenderán por debajo del nivel más bajo de cimentación tanto como sea necesario para establecer la secuencia, naturaleza y resistencia de los suelos dentro de la profundidad activa resultante del perfil resistente del suelo y del tipo y tamaño de la cimentación a construir. Como mínimo deberá cumplir con la más exigente de las cláusulas que siguen:

- 1) Para construcciones de hasta dos plantas con cimentación directa: 3 m por debajo del nivel de cimentación.
- 2) Para construcciones de más de dos plantas con cimentación directa: 5 m por debajo del nivel de cimentación.
- 3) Para cimentaciones: sobre pilotes: 5 m por debajo de la profundidad a alcanzar con la punta de los pilotes.-

5.3.2.5.- Extracción de muestras y ensayos de laboratorio.-

La extracción de muestras del terreno a analizar serán efectuadas de acuerdo con las características del suelo y los ensayos a realizarse sobre éstas serán los que la técnica aconseja en cada caso, asumiendo el profesional actuante como ejecutor del estudio del suelo la total responsabilidad por el desempeño de estas tareas.

5.3.2.6.- Informe Técnico.-

Contendrá una descripción de la labor realizada y proporcionará los resultados obtenidos incluyendo como mínimo, un plano con la ubicación de cada una de las perforaciones y la cota del terreno referido al nivel vereda, de las respectivas bocas de iniciación, el método de perforación utilizado, el saca testigos empleado, las cotas de extracción de las muestras, la resistencia a penetración, los resultados de los ensayos de laboratorio, la clasificación de los suelos de acuerdo con el sistema unificado de clasificación, ubicación de la napa freática indicando como y cuando se determinó su nivel. El informe contendrá, asimismo, como mínimo, las recomendaciones necesarias para el dimensionamiento de las cimentaciones y para proceder a confeccionar el plan de excavaciones y su eventual apuntalamiento. Estará firmado por un ingeniero anotado en los registros.

5.6.3.2.- Bases próximas a sótanos o excavaciones.-

Es indispensable tomar en cuenta la influencia de la presión transmitida al terreno por cimientos de edificios cercanos a sótanos o excava-

ciones.

Toda base a nivel superior que el del fondo de un sótano o excavación no puede distar del muro o paramento de la excavación menos que la diferencia de niveles. Esta obligación puede ser reemplazada por obras capaces de resistir el empuje, según se indica en "Muros de contención".

5.8.5.3.- Muros de contención.-

El espesor mínimo de un muro de contención es el que se establece en los artículos respectivos aún cuando sirva de sostén o división entre predios y siempre se debe justificar el espesor adoptado mediante cálculos de resistencia.

El empuje horizontal será determinado según se indica en "Empuje de las tierras" para el tipo de suelo en consideración.

Cuando existan sobrepresiones producidas por zapatas, soleros o losas de fundación, las sobrepresiones horizontales de cálculo no serán inferiores a los valores obtenidos utilizando las ecuaciones de Boussinesq multiplicados por 2.

Un muro de contención debe tener durante su ejecución barbacanas a nivel del suelo más bajo que faciliten el drenaje del agua.

El relleno a efectuar entre el terreno natural y el muro de contención será realizado con hormigón fluido, suelo cemento u hormigón pobre con un mínimo de 150 Kg de cemento por m³ de mezcla.-

6.1.6.- Empuje de tierras.-

a) Memoria de cálculo.-

Es obligatoria la presentación de una memoria relativa a todo muro de sostenimiento (muros de sótanos, muros divisorios en caso de fuertes desniveles entre predios linderos).

El criterio a seguir en el cálculo del muro será libre, debiendo mencionarse su origen.

Se tendrán en cuenta todas las sobrecargas que puedan presentarse en el terreno. Para calcular los empujes horizontales ejercidos sobre paredes rígidas de sostén impedidas de rotar por su apoyo inferior o desplazarse se aplicarán los diagramas de la figura 20 - (1), (2), (3), (4).

Cuando por el tipo de vinculación la naturaleza de la estructura de contención permita una rotación por la base o un desplazamiento como en los muros de sostenimiento con coronamiento libre, el empuje se determinará utilizando el diagrama (5).

Para los suelos sumergidos deberá considerarse el empuje que puede ejercer el agua contenida en los poros.-

-DIAGRAMAS DE EMPUJE-

| | | | | |
|---|---|---|--|---|
| <p>(1) ARCILLAS COMPACTAS</p> <p>$K_A = 0.2 - 0.6$</p> | <p>(2) ARCILLAS Y LIMOS DE ORIGEN EOLICO (LOESS PAMPEANO) COMPACTAS FUERTEMENTE PRECONSOLIDADAS POR DESECACION</p> <p>$\Sigma W = 1.4/m^2$</p> | <p>(3) ARCILLAS BLANDAS</p> <p>$K_A = 1 - m \frac{c}{\delta H}$ $m = 0.7$</p> | <p>(4) ARENAS</p> <p>$K_A = 1/2 (1.5 - \frac{c}{\delta H})$</p> | <p>(5) ARENAS Y ARCILLAS</p> <p>$K_A = 1.3 K_A$ En todos los casos $\delta H - 2c > 0$</p> |
|---|---|---|--|---|

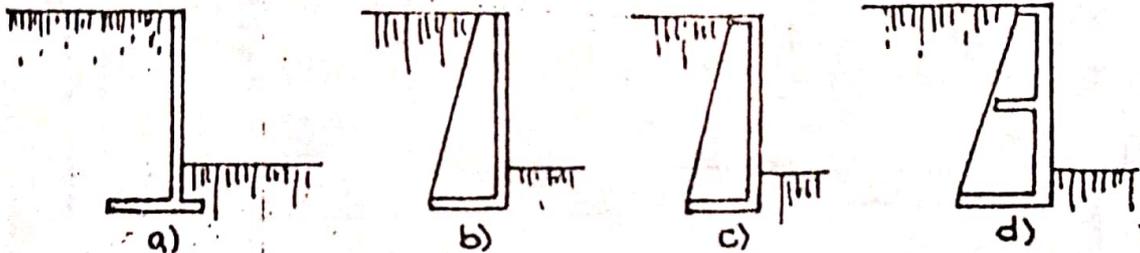
fig. 20

II) Muros de sostenimiento de Hormigón Armado.

1.- Generalidades.

Veremos, en este punto, los muros de sostenimiento de H^oA^o, aislados y aquellos unidos a estructuras de edificios, los que son usados en general en subsuelos.

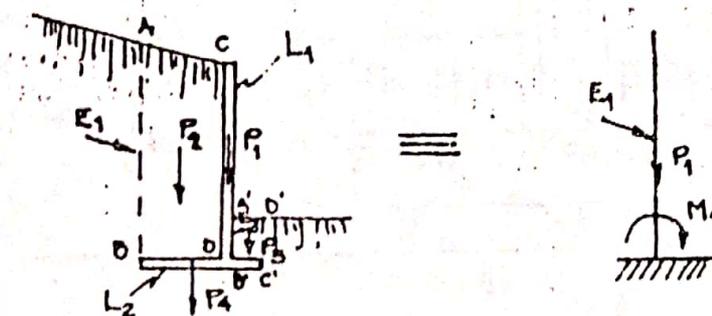
Los muros aislados, que se utilizan en general para ,revestimiento de grandes canales, muros de ala y estibos de puentes, estabilizar taludes, etc., son proyectados obedeciendo en la mayoría de los casos a alguno de los 4 tipos siguientes:



2.- Cálculo.

a) Muros sin contrafuertes (armados verticalmente)

Estos muros están constituidos por una losa vertical o inclinada, empotrada en otra losa horizontal, que le sirve de fundación. Se emplean en general para alturas relativamente pequeñas ($\leq 5,00$ m), ya que el momento flector crece con el cubo de la altura, pues el diagrama de empujes es triangular o trapezoidal y exigirá grandes dimensiones para muros muy altos, desperdiciándose la mayor ventaja de estos muros frente a los de H^o ciclópeo, o sea su esbeltez.



Para el cálculo de estos muros, se considera la losa L_1 como un voladizo, o sea como una ménsula empotrada en la base, y cargada con el empuje del suelo. La losa L_2 , se apoya en el terreno, recibiendo como carga, el peso de la losa L_1 (P_1) y del macizo de tierra ABCD, además del momento de empotramiento (M_1), del peso de la tierra A', B', C', D' (P_3), cuando el muro está parcialmente enterrado, y su peso propio (P_4)

Conocido el momento (M_1) y el peso de la losa (P_1) el dimensionado de la losa L_1 , se realiza como en las secciones rectangulares sujetas a flexión compuesta. En general, el momento flector es predominante. En éste, y en cualquiera de los casos que veremos a continuación, deben verificarse

las deformaciones.

A los fines de dimensionar o verificar la losa de fundación (L_2), se deben determinar las presiones de contacto en el terreno (σ_t)

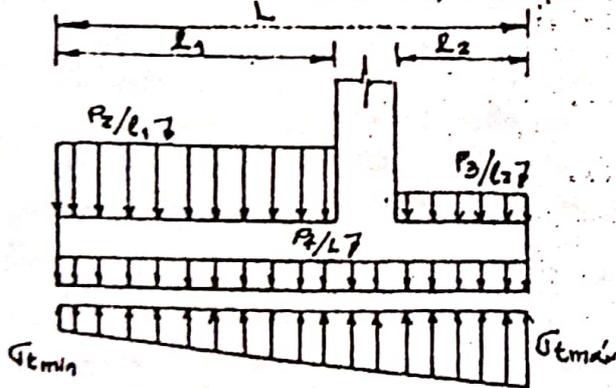
Una forma de realizar esto es determinar la resultante de las fuerzas que actúan, o sea del empuje activo, E_1 en el plano AB, empuje pasivo E_3 en el plano A'B', el peso P_1 de la losa vertical, los pesos P_2 y P_3 de los macisos de tierra, y el peso P_4 , de la zapata o losa de fundación (L_2).

La razón por la cual se considera, para el estudio de la estabilidad del conjunto y de las presiones en el terreno, el empuje E_1 en el plano CD, o el empuje E_1 en el plano AB, es que la resultante de E_1 y del peso de las tierras P_2 , es sensiblemente la misma resultante de los empujes en las caras CD y AB.

Calculada la resultante R de todas las fuerzas actuantes, con sus componentes horizontal y vertical (R_H y R_V) y la excentricidad "e", respecto del centro de la zapata, podemos conocer las tensiones σ_{tmin} y σ_{tmax} en el terreno, mediante el uso de las fórmulas expuestas en zapatas corridas con carga excéntrica. La fundación por lo tanto sería, un caso de zapata corrida para muro de $H^\circ A^\circ$, con carga excéntrica.

El valor de la excentricidad "e", sirve para verificar la condición; de estabilidad del conjunto, siendo obligatorio el paso de esta resultante por el tercio central de la zapata ($e < L/6$, siendo L el largo de la losa L_2). Los valores de las de las presiones σ_{tmax} y σ_{tmin} serán compatibles con la tensión admisible del terreno.

El dimensionado de la losa L_2 , se realiza con todas las consideraciones hechas en el T.P.Nº1, en cuanto a rigidez y verificaciones. Se supone que tenemos 2 voladizos, a izquierda y derecha de la losa vertical, y sobre



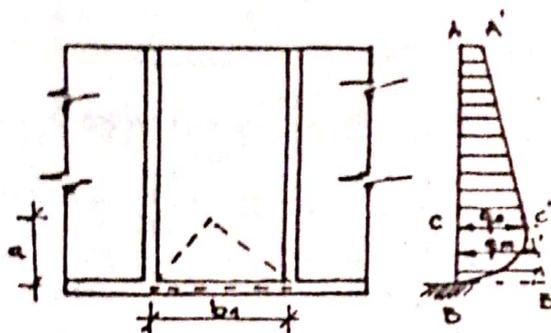
ellos actúa una carga distribuida, que se obtiene restando de la presión del terreno, el peso uniformemente distribuido en cada voladizo, proveniente de las cargas P_1 , P_2 y P_4 , como se ve en la figura.

Puede resultar que el diagrama final presente zonas con signos negativos, lo que representaría una tracción en el terreno, pero esta no se produce pues

la carga de P_2 , realmente existe, sólo que la restamos, al igual que el peso propio, para el cálculo seccional de la base, ya que estas fuerzas producen reacciones en el terreno, iguales y de signo contrario, y por lo tanto no solicitan a la zapata.

b) Muros con contrafuertes (armados horizontalmente)

Este tipo de muros presentan una losa vertical que se apoya en los contrafuertes, y en una losa de apoyo horizontal. La losa vertical puede ser calculada como una losa continua apoyada en los contrafuertes. Esta hipótesis es válida en general, ya que este caso se nos presenta cuando la separación entre contrafuertes es aproximadamente la mitad de la altura, y por lo tanto nos queda una losa armada en una dirección. El problema

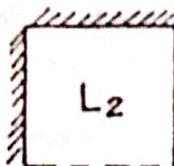
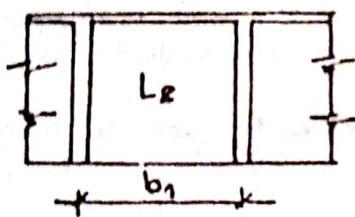


aparece en el lado inferior de la losa vertical, donde se empetra con la losa horizontal. En este punto se puede considerar una altura $a = 3/8 b_1$, en la cual hay una disminución de la presión exterior, y aparece un momento de empotramiento, que en forma práctica puede ser calculado como (ver figura):

$$M^e = \frac{q_0 b^2}{16}$$

En la parte superior, el dimensionado de la losa vertical, se hará como losa continua, como ya dijimos, y considerando como carga, la máxima carga, o sea q_0 . Para contemplar la variación de presiones se puede reducir la armadura a medida que vamos del punto c hacia A y hacia B.

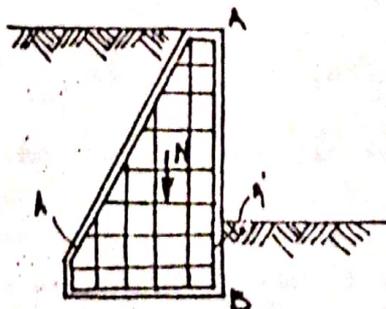
La losa de fundación, se calcula, con el diagrama de presiones obtenido de manera análoga a lo expuesto en el punto a. Aquí ya no es posible considerarla como losa continua, ya que por su menor dimensión la relación de lados, nos ubicaría en losas con armadura cruzada.



Se la considerará empotrada en 3 lados (2 contrafuertes y la losa vertical) y un lado libre. Si el diagrama de cargas es variable se puede considerar una carga uniforme, cuyo valor sea igual al máximo valor de la presión real. Pero en los casos generales de carga triangular o trapezoidal, se la puede descomponer, a la segunda en una triangular y otra uniforme, pudiéndose, de esta manera, obtener un cálculo más preciso, utilizando las tablas que para esos tipos de cargas, han publicado diversos autores, entre ellos el Dr. Aderson Moreira Da Rocha y el Ing. Osvaldo Pozzi Azaro (ver bibliografía).

Para el cálculo de los contrafuertes, se considerará que actúan como carga la reacción de apoyo de las losas verticales, más el peso propio del contrafuerte y de las losas. Por ser piezas en voladizo con dimensiones, que no se encuadran en las que se admiten para piezas prismáticas, el cálculo exacto, solo se podrá hacer mediante el uso de las ecuaciones que brinda la Teoría de la Elasticidad, o mediante el empleo de métodos de cálculo como elementos finitos, diferencias finitas, etc.

Para el cálculo de los contrafuertes, se considerará que actúan como carga la reacción de apoyo de las losas verticales, más el peso propio del contrafuerte y de las losas. Por ser piezas en voladizo con dimensiones, que no se encuadran en las que se admiten para piezas prismáticas, el cálculo exacto, solo se podrá hacer mediante el uso de las ecuaciones que brinda la Teoría de la Elasticidad, o mediante el empleo de métodos de cálculo como elementos finitos, diferencias finitas, etc.



A los fines prácticos no es necesario un cálculo tan fino, pudiendo adoptarse la simplificación expuesta por el Dr. Aderson Moreira de Rocha en su libro.

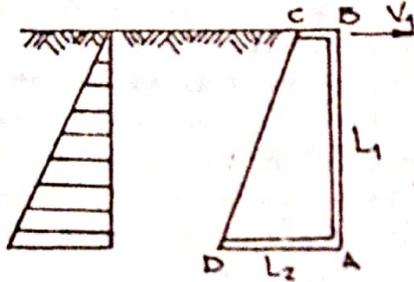
Para muros de baja altura, se puede dimensionar obteniendo las máximas armaduras para la combinación del máximo momento y fuerza de compresión (N) en la base, reduciendo las armaduras a medida que subimos hacia el punto A.

Para muros de mayor importancia, este cálculo se debe

realizar en varias secciones, obteniéndose la curva de presiones en cada una, con el método expuesto para muros de H° ciclópes o albañilería. A los fines de prever las tensiones principales en cada punto del mismo, se debe colocar una malla de estribos cerrados y hierros longitudinales, como se indica en la figura anterior.

c) Muros con contrafuertes (con armaduras cruzadas)

Es un caso muy similar al anterior, valiendo todo lo dicho en cuanto a la losa de fundación y contrafuertes. La única particularidad se presenta en que la relación entre alto y separación de contrafuertes es aproximadamente igual a 1. Debido a esto es que se elige, en general, colocarle una viga en el borde superior. Por lo tanto la losa L_1 estaría empotrada en tres lados (fondo y dos contrafuertes) y apoyada en el cuarto lado (viga de borde).



El cálculo se realiza con las tablas descriptas en el punto anterior de acuerdo al tipo de cargas y apoyos. La carga en la viga de borde será la reacción de la losa por unidad de longitud, y esta viga se puede considerar como continua, apoyada en los contrafuertes. Los contrafuertes recibirán además de la carga de las losas, la fuerza de reacción de la viga de borde y el peso propio. Para la losa de fundación, el único cuidado está en el punto A, donde tendremos 2 momentos de empotramiento, uno de la losa L_1 en la losa L_2 y el otro de L_2 en L_1 , se puede tomar el promedio de estos valores, como valor de cálculo, pero nunca puede ser inferior al 80% del mayor de los momentos.

d) Muros con contrafuertes y vigas intermedias.

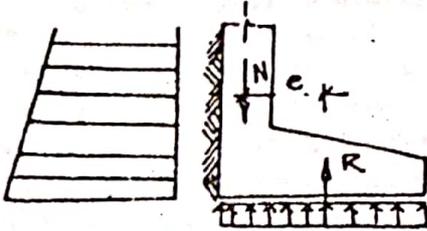
Este caso se nos presenta cuando las alturas son verdaderamente grandes y por lo tanto los esfuerzos o las deformaciones en las losas son importantes. Se opta, por ello, en dividir la losa en paños más chicos, limitados por vigas horizontales intermedias y contrafuertes. El cálculo se realiza por tablas, suponiendo una carga uniforme igual al promedio de las presiones en ese paño. Las vigas se calculan como el entramado de un edificio, con vigas invertidas. Sobre los contrafuertes se apoyan las vigas horizontales. Es una solución que se aplica en casos muy especiales.

e) Muros unidos a las estructuras de edificios.

Quando se proyecta un muro de sostenimiento en las proximidades de un edificio, o cuando el edificio tenga subsuelos y por lo tanto tenga muros que soporten el empuje de suelos, estos muros se pueden apoyar o unir a la estructura del edificio correspondiente. La solución a adoptar es una losa vertical que se apoya en las columnas, y en las vigas intermedias si las condiciones de esfuerzo o de formación así lo requieren. No poseen losa de fundación ya que el empuje debe ser absorbido por la fundación de

las columnas. Todas las consideraciones hechas en los casos precedentes valen para este caso, tratando de asimilar el que nos ocupa a uno de aquellos.

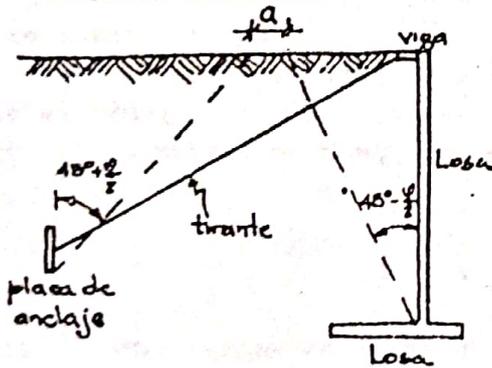
Los muros de subsuelo presentan la particularidad que pueden funcionar como viga de fundación vinculando dos o más columnas, para distribuir las presiones o para absorber los momentos flectores de las columnas, cuando estas soportan fuerzas horizontales (sismo, viento). La forma de cálculo



aquí, sería considerar el muro como viga de gran altura (ver H°A°I), pero con la adición de los empujes de suelo. Si la viga o muro transmite presiones al suelo, debe tener una zapata de apoyo, como la vista en el T.P. N°1, pero por la excentricidad "e", ya que sería un caso similar a los medianeros, aparecen momentos torsores que deben ser equilibrados por la viga o muro, procediéndose al dimensionado de acuerdo a lo visto en H°A°I. Para obviar este inconveniente se puede recurrir a la solución de vincular el muro a bases inferiores por medio de vigas de vinculación, el caso es totalmente análogo a lo ya visto en T.P. N°4.-

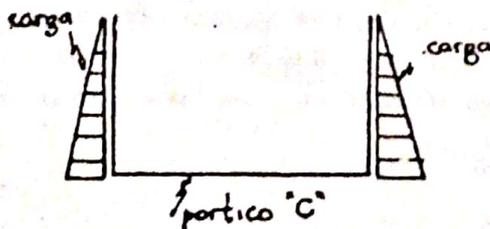
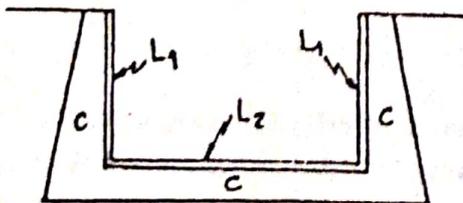
Los muros de subsuelo presentan la particularidad que pueden funcionar como viga de fundación vinculando dos o más columnas, para distribuir las presiones o para absorber los momentos flectores de las columnas, cuando estas soportan fuerzas horizontales (sismo, viento). La forma de cálculo aquí, sería considerar el muro como viga de gran altura (ver H°A°I), pero con la adición de los empujes de suelo. Si la viga o muro transmite presiones al suelo, debe tener una zapata de apoyo, como la vista en el T.P. N°1, pero por la excentricidad "e", ya que sería un caso similar a los medianeros, aparecen momentos torsores que deben ser equilibrados por la viga o muro, procediéndose al dimensionado de acuerdo a lo visto en H°A°I. Para obviar este inconveniente se puede recurrir a la solución de vincular el muro a bases inferiores por medio de vigas de vinculación, el caso es totalmente análogo a lo ya visto en T.P. N°4.-

f.- Casos especiales.



En la práctica los muros de H°A°, se pueden presentar bajo las formas más variadas. Aparecen por lo tanto combinaciones tales como la de una losa vertical con base y viga de borde pero sin contrafuertes. El empuje pueda aquí ser resistido mediante el uso de barras o tirantes de anclaje. El cálculo es como lo expuesto en el punto "C", pero el tirante y la placa se verificarán como en el Trabajo práctico de

Tablestacas. Para este punto existen también otros métodos como los expuestos en sus libros por J.A. Jiménez Salas, C. Costelli Guidi, y A. Moreira da Rocha. La particularidad consiste en que la distancia "a" sea mayor que cero ($a > 0$), para que no se superpongan las cuñas activa y pasiva, esta limitación es la que fija la longitud del tirante.



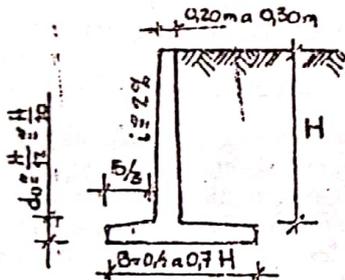
Otro muro particular es el propuesto para canales de desagües, en los que, por razones hidráulicas no se puede acceder al interior con los contrafuertes y por razones de economía de excavación no se pueden realizar grandes losas de fundación. Se plantea entonces la posibilidad de apoyar las losas L_1 en un pórtico autoequilibrado, en el que cargan las reacciones de las losas, apareciendo un diagrama de momentos flectores como el expuesto en la figura. Las losas L_1 además se apoyan en la losa L_2 , que sirve de solera al canal.



Como éstos hay muchos casos cuyo análisis escapa a los alcances del curso. Para ver con más detenimiento los términos expuestos y hallar ejemplos numéricos resueltos, se recomienda consultar la bibliografía que indicamos al pie.

g.- Predimensionado

Al igual que para muros de hormigón ciclopeo o de albañilería, para el predimensionado es necesaria la experiencia previa del proyectista. Esto lo podemos suplir, tomando en cuenta las recomendaciones de la figura siguiente:



Estos valores deberán ser corregidos a medida que avance el cálculo, para optimizar el aprovechamiento seccional y estructural del muro.

h.- Verificaciones generales

En todos los casos de muros se deberá verificar, al vuelco y al deslizamiento. Para el primero se considerará la colaboración de la componente vertical del empuje activo, actuando en la cara interna del muro, y cuando se tengan dudas sobre la fricción entre suelo y muro se podrá despreciar la colaboración de dicho empuje. El coeficiente de seguridad al vuelco debe ser mayor que 1,75 ($\mu > 1,75$). Para la verificación al deslizamiento de la base se aplicarán todos los conceptos vistos en los T.P. N° 4, 5 y 6. Se podrá considerar la colaboración del empuje pasivo en la cara externa del muro, si este estuviera semi-enterrado. Es aconsejable no tomar en cuenta esta colaboración ya que para producir ese empuje pasivo se precisan grandes desplazamientos. Los coeficientes de seguridad al deslizamiento (η) serán mayores de 1,5 si no se considera el empuje pasivo, y de 2 si se considera dicho empuje.-

BIBLIOGRAFIA.-

Curso de construcciones de Albañilería y Hormigón Armado - Julio R. Costi Reiras.

Mecánica del suelo - D. Krynine.

Mecánica de los Suelos en la Ingeniería Práctica - Terzaghi y Peck.

Curso de Mecánica de suelos e fundaciones - Da Costa Nunes.

La mecánica de los suelos y la presión lateral de las tierras - O. Morotto (revista de Ciencia y Técnica).

Trabajo Práctico de muros de sostenimiento - Cátedra de Fundaciones - UHC

Empuje de Terras e muros de Arrimo - Arthur Guimaraes.

Curso Práctico de Concreto Armado. 3° volumen. Aderson Moreira de Rocha.

Código de la Edificación. Municipalidad de Buenos Aires.-