

36
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

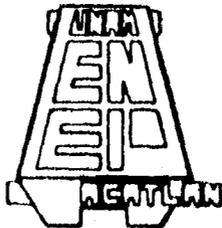
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"ACATLAN"

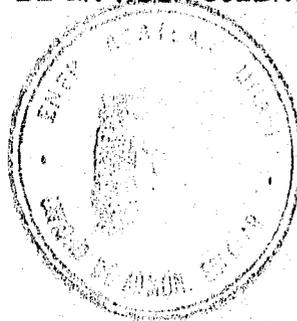
DISEÑO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE
ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE TIERRA EN
UN FRACCIONAMIENTO CON TOPOGRAFIA
ACCIDENTADA EN EL MUNICIPIO DE
HUIXQUILUCAN (FRACCIONAMIENTO HACIENDA
DE LAS PALMAS)

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
EUGENIO VICENTE DE LA ROSA OJEDA



MEXICO, D. F.



1995

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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 esta 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.

CON AGRADECIMIENTO

**A MIS HERMANOS QUIENES SIEMPRE ME
HAN BRINDADO SU UNIDAD Y APOYO MORAL.**

CONAFECTO

**A MIS PADRES ENRIQUE DE LA ROSA GARCIA Y
BENEDICTA OJEDA CARRANZA, QUIENES CON
SACRIFICIOS Y CONSEJOS HICIERON POSIBLE
QUE LLEGARA A LA META TRAZADA EN MI
EDUCACION TANTO PROFESIONAL COMO MORAL .**

CON CARÍÑO

*AMI ESPOSA E HIJOS QUIENES SIEMPRE
HAN ESTADO A MI LADO APOYANDOME E
IMPULSANDOME A SEGUIR ADELANTE
U UN CUANDO ESTO A REPRESENTADO
SACRIFICIOS QUE ESPERO SE HAN
COMPENZADOS CON LA CULMINACION
DEL PRESENTE TRABAJO.*

CON AFECTO

**A TODOS AQUELLOS MAESTROS QUE DURANTE EL CICLO
ESCOLAR NOS PROPORCIONARON SUS SABIAS ENSEÑANZAS
TANTO TEORICAS COMO PRACTICAS LAS CUALES NOS LLEVAN
A EJERCER NUESTRA ACTIVIDAD PROFECIONAL.**

CON AFECTO

A TODOS AQUELLOS MAESTROS QUE DURANTE EL CICLO ESCOLAR NOS PROPORCIONARON SUS SABIAS ENSEÑANZAS TANTO TEORICAS COMO PRACTICAS LAS CUALES NOS LLEVAN EJERCER NUESTRA ACTIVIDAD PROFECIONAL.

CON ADMIRACION

*A LOS ING. VICTOR JESUS PERUSQUIA MONTOYA
Y JESUS LUIS SANCHEZ GARCIA POR SUS SABIOS
CONSEJOS Y AYUDA ILIMITADA PARA LA PRESEN-
TACION DE ESTE TRABAJO.*

GRACIAS.

CON RESPETO Y AGRADECIMIENTO

**AL DR. RAFAEL MORALES Y MOROY YA QUE SIN SU
VALIOSA AYUDA, ORIENTACION E INFORMACION NO
ABRIA SIDO POSIBLE LA CONCLUSION DEL PRESENTE
TRABAJO.**

INDICE

1.-INTRODUCCION	1
2.- GENERALIDADES	2
3.- PROYECTO ARQUITECTONICO.....	4
4.- TIPOS DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION DE TIERRAS QUE SE ANALIZARAN	6
4.1 MUROS DE MAMPOSTERIA.....	6
4.2.- MUROS DE CONCRETO.....	7
4.3.- MUROS DE HILFIKER.....	8
5.- ESTUDIOS PRELIMINARES.....	9
5.1.- TOPOGRAFIA DEL TERRENO.....	9
5.1.1. PLANIMETRIA Y ALTIMETRIA.....	9
5.2.- ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.....	10
5.2.1. RECONOCIMIENTO SUPERFICIAL.....	11
5.2.2. EXPLORACION DE CAMPO.....	11
5.2.3. PRUEBAS DE LABORATORIO Y PERFIL ESTADISTICO.....	13
5.2.4. EMPUJE DE TIERRAS.....	15
5.2.5. CAPACIDAD DE CARGA.....	24
5.2.6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	31
6.- ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS	32
6.1.- DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA.....	45
6.1.1. REVISION POR ESTABILIDAD.....	46
6.1.2. REVISION POR DESLIZAMIENTO.....	46
6.1.3. REVISION POR CAPACIDAD DE CARGA.....	47
6.2.- DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO.....	48
6.2.1. CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCION.....	50
ANALISIS DEL MURO MC-1.....	51
ANALISIS DEL MURO MC-2.....	55
ANALISIS DEL MURO MC-3.....	59
ANALISIS DEL MURO MC-4.....	63
ANALISIS DEL MURO MC-5.....	65
7.- MUROS HILFIKER.....	67
7.1.- TOPOGRAFIA DEL TERRENO.....	77
7.2.- CAPACIDAD DE CARGA Y ANALISIS DE LA CIMENTACION.....	82
7.3.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	84
8.- MURO DE CONTENCION DE ALAMBRE SOLDADO.....	85
9.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	99

I.-INTRODUCCION

En la urbanización de FRACCIONAMIENTO HACIENDA DE LAS PALMAS se tubo que enfrentar a las dificultades de una topografía accidentada , que origino la construcción de terraplenes en la zona de las Barrancas. Observándose al realizar los levantamientos topográficos del terreno natural y sobreponerse los niveles de la sub-rasante que los ceros de las terracerias invadian zonas federales, además de provocar grandes rellenos, por lo que se solicito la asesoria de un Experto en Mecánica de Suelos, cuyas recomendaciones fueron la de estabilizar y contener los rellenos mediante la construcción de estructuras de contención.

Lo anteriormente descrito hizo surgir en mi la inquietud de investigar a cerca de las estructuras de contención, encontrándome que se dispone de poca literatura donde se encuentren reunidas las diferentes especialidades de la ingeniería civil enfocadas al diseño de las estructuras de contención.

La presente tesis pretende ser una guía para aquel estudiante que pudiera enfrentarse a la necesidad de analizar o diseñar una estructura de contención.

A continuación haré una breve descripción del contenido de la tesis para tener una concepción amplia del Tema antes de pasar a estudiar cada tema en forma más amplia.

CAPITULO DOS.- Para entrar en Tema definiremos que es una estructura de Contención y sus componentes.

CAPITULO TRES.- Se hace una descripción de la obra empezando por su localización así como sus características generales de área total y la distribución de la misma.

CAPITULO CUARTO.- Los tipos de estructura de retención que se proyectaron y se construyeron dentro del fraccionamiento son los Muros de Manposteria, concreto Armado y Hilfiker de los cuales se expondrá con sus características.

CAPITULO QUINTO.- Con el propósito de desplantar las estructuras de Contención que permitan la circulación vehicular sobre las vialidades del fraccionamiento, se describirán los trabajos de Campo y Laboratorio que nos proporcionan los datos requeridos para determinar el estrato donde se podrán desplantar la estructura así como para evaluar la intensidad de las cargas que deberá soportar.

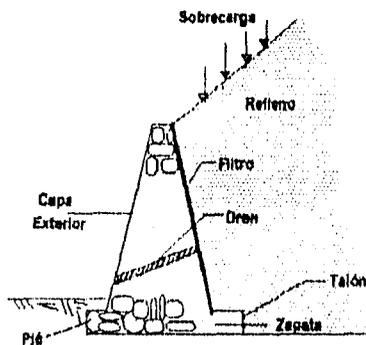
CAPITULO SEXTO.- Para el diseño de los Muros de Retención nos apoyaremos en la información obtenida en el Capitulo anterior, con la cual estamos en condicioaes de calcular los diferentes elementos que componen la estructura de un muro.

CAPITULO SEPTIMO.- Se explicara cada uno de los pasos que deberán efectuar durante la construcción de este nuevo sistema llamado muro Hilfiker, dando especial atención a las especificaciones de proyecto.

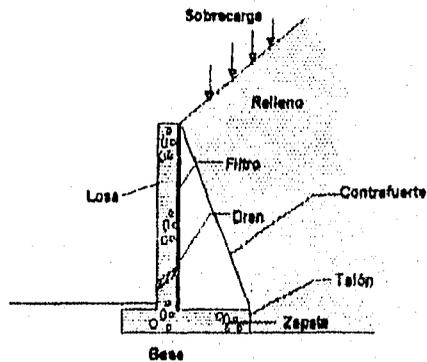
2.- GENERALIDADES

Podemos definir como muros de contención a las estructuras diseñadas para mantener una diferencia de elevaciones en la superficie del terreno sobre cada lado de la pared, sus partes principales son:

Partes de un muro de mampostería
Figura 1a



Partes de un muro de concreto
Figura 1b



DEFINICION DE LOS COMPONENTES DE UN MURO DE CONTENCION

El material cuya superficie se encuentra a una mayor elevación y cuya presión contra el muro tiende a voltearlo se llama relleno, tratándose de material natural o alterado.

El lado del muro adyacente al relleno se designa como cara interior y a la otra cara exterior, la superficie inferior de apoyo se llama base, la parte prominente de la parte anterior del muro, pie, y el material que se halla bajo la base, terreno de cimentación. La inclinación de las caras (interior y exterior) de un muro, así como la pendiente de la superficie del relleno, se dará por la relación entre la proyección horizontal y la vertical.

Un contrafuerte es un elemento vertical de gran peralte que actúa como voladizo empotrado en la zapata de muros de concreto reforzado (Ver Figura 1b).

El filtro es un material de mayor permeabilidad que relleno, colocado sobre la cara interior y comunicado con la atmósfera por medio de drenes a fin de eliminar cualquier acumulación de agua dentro del relleno y evitar de esta manera la generación de presiones hidrostáticas.

En la figura 2 se muestran en forma general las fuerzas que obran sobre un muro de retención.

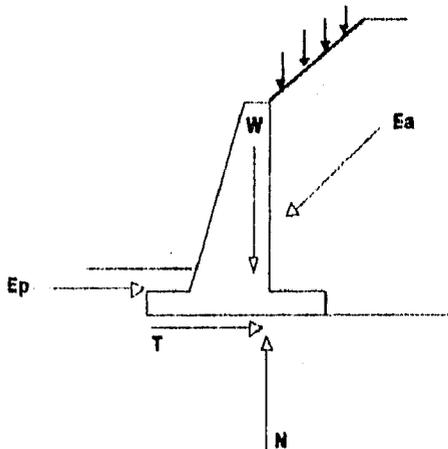


Figura 2

W es el peso del muro, N es la fuerza sustentante del terreno de cimentación que soporta el peso del muro más los componentes verticales de las demás fuerzas.

Ea se define como el empuje activo debido a la presión que ejerce el relleno sobre el muro, y que tiende a empujarlo hacia el exterior. Este movimiento hacia fuera es contrarrestado por la resistencia al deslizamiento T en la base del muro y por Ep.

Ep se define como el empuje pasivo debido a la presión que ejerce el muro sobre el suelo situado por delante del pie del muro.

El empuje activo también tiende a volcar el muro entorno a su pie. Este vuelco es contrarrestado por el peso del mismo y la componente vertical del empuje activo.

En consecuencia el peso del muro es muy importante ya que se opone al vuelco y da lugar a una resistencia al deslizamiento en la base.

3.- PROYECTO ARQUITECTONICO

Atendiendo a las necesidades de vivienda de la población de la zona conurbada de la Ciudad de México se contempla la construcción de un fraccionamiento residencial en el Predio Denominado " EX-HACIENDA DE JESUS DEL MONTE " EN EL MUNICIPIO DE HUIXQUILUCAN, ESTADO DE MEXICO.

En este orden de ideas, el objetivo de este trabajo es la elaboración del proyecto ejecutivo del diseño de los muros de contención para el Fraccionamiento mencionado.

LOCALIZACION

La zona en donde se construirá este desarrollo habitacional se localiza en el municipio de Huixquilucan, al poniente de la Ciudad de México, teniendo como acceso principal el camino a Palo solo y en un futuro próximo la autopista MEXICO-TOLUCA, con las siguientes colindancias:

AL NORTE : RESIDENCIAL CLUB DE GOLF LOMAS.
AL SUR : SAN FERNANDO.
AL ORIENTE : LOS OLIVOS Y VILLAS DE LAS LOMAS.
AL PONIENTE : TERRENOS BALDIOS.

SUS COORDENADAS GEOGRAFICAS SON

LATITUD NORTE : 19 23' 23"
LONGITUD OESTE : 99 17' 15"
ALTITUD S.N.M. : 2550

CARACTERISTICAS GENERALES

El área total del desarrollo es de 76.5410 HA. y la Topografía del terreno tiene una variación significativa en la pendiente.

El conjunto Habitacional estará formado por 28 super manzanas compuestas por 795 lotes. En las supermanzanas I, II, XVI, XVII, XXVI, se construirán 1698 viviendas en lotes multifamiliares en condominio vertical, y en las manzanas restantes se construirán 802 viviendas unifamiliares, dando con esto un total de 2500 viviendas.

RESUMEN DE DATOS GENERALES DE PROYECTO

AREA VENDIBLE	478,730.13 M
AREA FEDERAL	53,352.24 M
AREA VIALIDADES	178,778.84 M
AREA DONACION	40,072.88 M
AREA DE CULTO Y COMERCIAL	12,593.23 M
PROTECCION Y SERVIDUMBRE DE PASO	1,882.92 M
AREA TOTAL	765,410.32 M
NUMERO DE MANZANAS	28
NUMERO DE LOTES	795
NUMERO DE VIVIENDAS	2,500

INFRAESTRUCTURA.

De inicio el Fraccionamiento contará con todos los servicios de Infraestructura Básica como el Servicio de Agua Potable, Alcantarillado Sanitario y Pluvial, Suministro de Energía Eléctrica y Alumbrado Público, Calles Pavimentadas, Banquetas y Guarniciones, etc..

4.- TIPOS DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION DE TIERRAS QUE SE ANALIZARAN

La elección del tipo de muro de retención es determinada por las condiciones del lugar donde se requiere de su construcción. Los tipos de estructuras que se estudia en el presente trabajo son: Muros de Mampostería , Muros de Concreto y Muro Hilfiker sus características se describen a continuación.

4.1 MUROS DE MAMPOSTERÍA

A los muros construidos con mampostería se les conoce también como muros de gravedad, su forma mas simple es la trapezoidal fig. no.3 aunque es raramente usada, la formas más comunes son mostradas en (b) y (c).

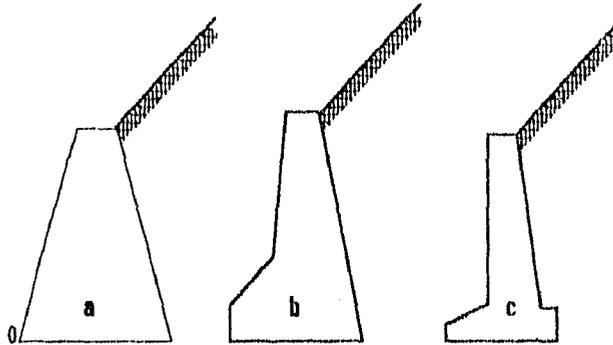


Figura 3

En este tipo de muros su estabilidad depende de su propio peso, y en el no se presentan esfuerzos a tensión, además cualquier erosión en el muro no es problema serio como lo sería en un muro reforzado.

➤ Son recomendables para alturas menores de 10 M

➤ El problema mas común en este tipo de muros es que se construyen enhuacalando la piedra, es decir con muchas oquedades lo cual los hace muy peligrosos.

4.2.- MUROS DE CONCRETO

Los muros de concreto reforzado utilizan la acción de Cantiliver para retener la masa. La estabilidad de este muro se alcanza parcialmente de el peso del suelo en la porción del talón en la losa de base Fig No.4a, son usados para contención rellenos o empujes hidrostáticos en almacenamientos de agua Fig No.4b, comúnmente son elegidos donde se presentan flexo-tensiones que no puede tomar la mampostería y para alturas mayores de 10M.

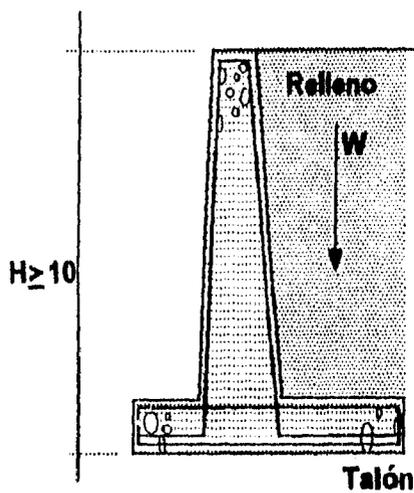


Figura N° 4a

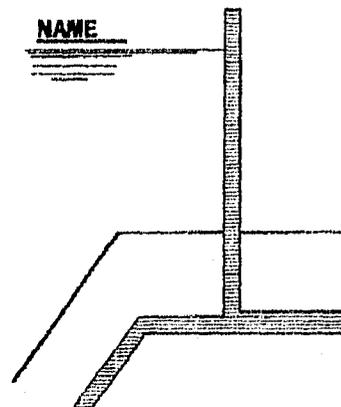


Figura N° 4b

4.3.- MUROS DE HILFIKER

Ha últimas fechas ha aparecido un nuevo sistema para utilizar los materiales térreos como elemento de construcción. El muro de contención de malla de alambre soldado es una estructura compuesta de tierra. Las mallas de alambre soldado refuerzan la tierra, proveyendo la fuerza de tensión necesaria para que esta tierra compactada sea una estructura estable.

Se basa en una idea muy simple: crear una unión permanente entre los dos elementos que lo constituyen gracias al esfuerzo de tensión que se crea en los puntos de contacto de la tierra con las mallas (Fig.No 5).

Se obtiene así un material compuesto original que ofrece múltiples ventajas con respecto a los materiales tradicionales utilizados en la ingeniería civil, especialmente:

- ▲ Flexibilidad que permite realizar obras levantadas directamente sobre terrenos de cimentación compresibles o sobre pendientes poco estables.
- ▲ Gran resistencia a los esfuerzos estáticos y dinámicos.
- ▲ Rapidez de ejecución, merced al empleo de elementos totalmente prefabricados.
- ▲ Estética de las obras cuyo paramento se presta a tratamientos arquitectónicos diversos.
- ▲ Economía considerable.

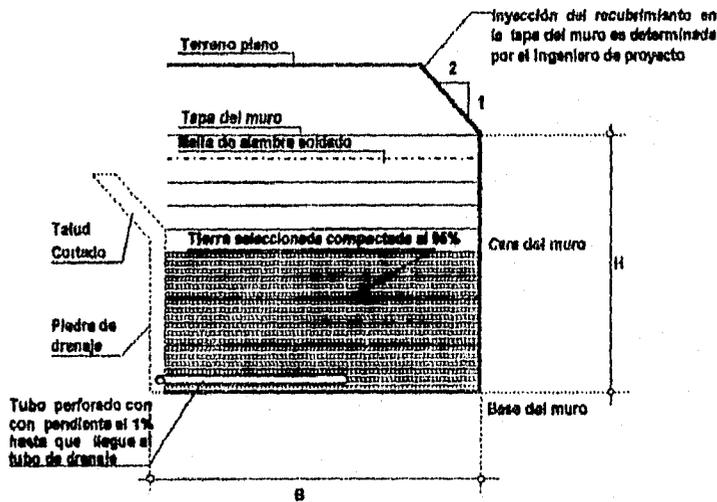


Figura N° 5

5.- ESTUDIOS PRELIMINARES

Los estudios preliminares son de suma importancia en el desarrollo del diseño de los muros de retención, ya que nos proporcionara la información necesaria para analizar las cargas que deberá soportar la estructura.

5.1.- TOPOGRAFIA DEL TERRENO

El conocimiento de los datos del terreno donde se pretende construir una estructura de contención es de suma importancia, ya que estos datos nos darán las dimensiones aproximadas de la estructura en estudio.

5.1.1.- PLANIMETRIA Y ALTIMETRIA

De la diferencia existente en los niveles del terreno natural y las cotas de la rasante de proyecto correspondientes al paramento del muro podemos obtener las alturas (Fig.No. 6), así como con los perfiles transversales definiremos el empotramiento necesario (Fig. No. 7), y para establecer su longitud necesitamos contar con la planta de trazo (Fig.No.8).

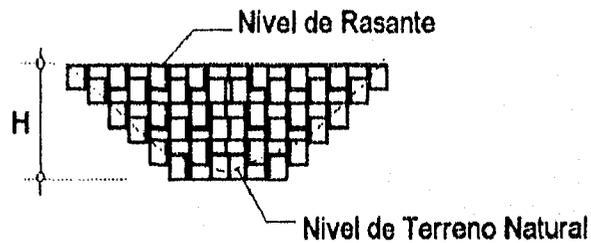


Figura N° 6

$H = \text{Nivel de rasante} - \text{Nivel de terreno natural}$

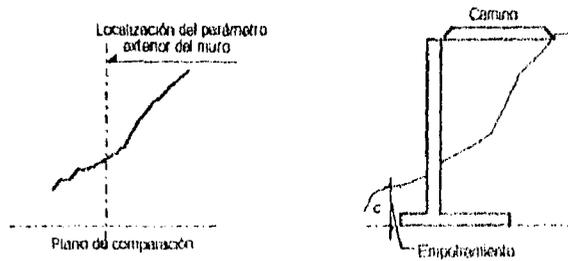


Figura N° 7 Perfil Transversal

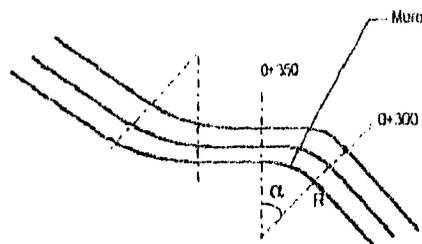


Figura N° 8 Planta de trazo

5.2.- ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

La mecánica de suelos cumple un papel importante en las estructuras de contención, ya que estas soportan y se desplantan sobre tierra, por lo tanto en el campo, como en el laboratorio nos arrojan los resultados necesarios para el diseño de las estructuras.

Dentro del Fraccionamiento "HACIENDA DE LAS PALMAS" (Fig. No.9), en Huixquilucan Edo. de México, actualmente en construcción, se tiene planeado construir una vialidad denominada "HACIENDA DE LAS PALMAS", la cual contempla una serie de muros con altura variable entre los 2.2 y los 13.4 M, por lo cual se procedió a realizar un estudio de Mecánica de Suelos para determinar los empujes sobre dichos muros así como las capacidades de carga en los subsuelos sobre los que quedarán desplantados.

Con los resultados del estudio de Mecánica de Suelos se pasó al Análisis y Diseño Estructural de dichos Muros, tomando como criterio el que los muros mayores de 6 M, (Incluyendo la Cimentación), serían de Concreto Armado, debido a su Resistencia a Flexo-Compresión

En el cuerpo de este trabajo se presentan cada una de las actividades que se realizaron, tanto en campo como en Laboratorio, así como en Gabinete, Analizando Alternativas, discutiendo los resultados y llegando a sus conclusiones en base a las cuales se proponen una serie de recomendaciones.

5.2.1.- RECONOCIMIENTO SUPERFICIAL

Varios de estos muros se encuentran ubicados sobre el cruce con Antiguas Barracas, las cuales han sido rellenadas para dar paso a nuevas vialidades y a Terrenos Habitacionales.

A todas las Barracas se les han instalado tubos colectores, indispensables para encauzar el Agua de dichas Barracas, misma que podría saturar los rellenos que se han colocado.

Para el presente estudio se considero que el flujo que proviene de Aguas arriba será debidamente captado y que el muro solamente tendrá que drenar la correspondiente a su Radio Hidráulico.

5.2.2.- EXPLORACION DE CAMPO

Con base a las observaciones realizadas IN-SITU, se programaron una serie de pozos a cielo abierto, sobre el hombro de la vialidad, hacia la zona del arroyo de el ciervo, en donde quedaran desplantados los muros.

Los pozos se llevaron de manera paralela a la vialidad y hasta una profundidad variable entre los 1.40 y 4.10 M, dentro del subsuelo original, con miras a poder conocer la Estratigrafía de la zona y obtener muestras para evaluar en laboratorio sus propiedades Índice y Mecánicas, así como para la determinación de la capacidad de carga y propiedades mecánicas de estos estratos, para recibir a los muros de carga. Se realizaron las exploraciones, profundizándose dentro del subsuelo natural y dentro del estrato resistente. A continuación se describe cada sondeo realizado.

PCA-1

Este sondeo se localizo sobre el kilometraje 0+670 de HACIENDA LAS PALMAS. Su profundidad máxima explorada fue de 4.10 M y la mínima de 3.40 M, debido a que existe una pendiente natural en esos terrenos. En los primeros 3.40 M se encontró una arcilla café oscura, con raíces. El resto del sondeo se realizó sobre una arena limosa con gravas, medianamente compacta.

PCA - 2

Este sondeo se localizo sobre el kilometraje 0+660 de HACIENDA DE LAS PALMAS. Su profundidad máxima explorada fue de 3.60 M y la mínima de 2.60 M. En los primeros 2.10M se encontró una arcilla café, oscura, con raíces. El resto del sondeo se realizó en una arena limosa con gravas, compacta.

PCA - 3

Este sondeo se realizó sobre el kilometraje 0+655 de HACIENDA DE LAS PALMAS. Su profundidad máxima explorada fue de 2.90 M y la mínima de 2.10 M. En los primeros 1.40 M se encontró una arcilla café, oscura, con raíces. El resto del sondeo se realizó en una arena limosa con gravas, compacta.

PCA - 4

Este sondeo se localizo sobre el kilometraje 0+650 de HACIENDA DE LAS PALMAS. Su profundidad máxima explorada fue de 1.90 M y la mínima de 1.50 M. En los primeros 0.50 M se encontró una arcilla café, oscura, con raíces. El resto del sondeo se realizó en una arena limosa con gravas, muy compacta.

PCA - 5

Este sondeo se realizó sobre la denominada Barranca 5, en E 0+530 de HACIENDA DE LAS PALMAS, su profundidad máxima explorada fue de 3.20 M. El sondeo mostró material de relleno altamente orgánico con ramas y material vegetal en descomposición y alto olor a putrefacción. Se encontró la presencia de agua continua, proveniente de las colinas vecinas y que reconocen su antiguo cause de esa Barranca, sobre la que quedo exactamente desplantado de este sondeo. Se tubo que achicar continuamente para poder avanzar. Igualmente se encontró gran cantidad de boleos y fragmentos de roca, mayores de un metro, así como una arcilla café, oscura, con raíces.

PCA - 6

Este sondeo se realizó sobre el kilometraje 0+520 de HACIENDA DE LAS PALMAS. Su profundidad máxima explorada fue de 3.30 M y la mínima de 2.80 M debido a que existe una pendiente natural en esos terrenos. El sondeo mostró en toda su extensión un material arcilloso poco firme de color café oscuro, empacando boleos Andesíticos y Riolíticos. Con gran cantidad de raíces y un flujo de agua continua, mismo que comenzaba a 1.10 M de profundidad.

PCA - 7

Este sondeo se localizo sobre el kilometraje 0+510 de HACIENDA DE LAS PALMAS. Su profundidad máxima explorada fue de 3.40 M y la mínima de 2.80 M. El sondeo mostró en su parte superior una arcilla blanda, café oscura, con raíces, que se extendía en un espesor de 1.30 M por debajo de la superficie del terreno natural. Subyaciendo el estrato anterior se encontró una arcilla café oscura de consistencia muy firme, empacando Boleos Andesíticos y Riolíticos, con algunas raíces. Igualmente se encontró flujo de agua continuo, mismo que comenzaba a 1.70 M de profundidad.

PCA - 8

Este sondeo se localizo sobre el kilometraje 0+500 de HACIENDA DE LAS PALMAS. Su profundidad máxima fue de 3.70 M y la mínima de 2.90 M. El sondeo mostró en su parte superior una arcilla firme café oscura, arenosa con raíces. Que se extiende en un espesor de 1.60 M por debajo de la superficie del terreno natural.

Subyaciendo el estrato anterior se encontró una arcilla café oscura de consistencia muy firme, empacando boleos Andesíticos y Riolíticos, con algunas raíces. No se encontró flujo de agua.

5.2.3.- PRUEBAS DE LABORATORIO Y PERFIL ESTATIGRAFICO

A las muestras cúbicas extraídas se les realizó una identificación visual y tacto, siguiendo el sistema unificado de clasificación de suelos, sucs, realizándose para ello granulometrías y límites de consistencia, así como la determinación de su peso volumétrico, contenido de agua, compresión simple y pruebas triaxiales rápidas vv. La estatigrafía encontrada se muestra en la figura no. 10.

LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ENSAYE DE LAS MUESTRAS SE ENLISTAN EN LA SIGUIENTE TABLA:

SONDEO No.	γ (TON/M ³)	C (TON/M ²)	ϕ (°)	q_u (TON/M ²)	W (%)	SUCS
PCA-1	1.79	0	32	35	14	SW
	1.76		37			
PCA-2	1.73	0	36	33	14	SP
	1.76		30			
PCA-3	1.73	0	33	32	13	SP
	1.75		33			
PCA-4	1.71	0	34	35	17	SW
	1.71		34			
PCA-5	No se recuperó muestra alguna					
PCA-6	1.56	11	12	16	20	SW
PCA-7	1.59	12	14	16	23	CL
PCA-8	1.57	11	14	14	22	CL

DEBE HACERSE NOTAR QUE LOS MATERIALES VARIAN MUCHO EN SU COMPORTAMIENTO AL SER EXPUESTOS AL AIRE. LOS SUELOS QUE SE ENCONTRARON EN LA PARTE SUPERIOR DE LOS PCA-1 A 4, Y A TODO LO LARGO DE LOS PCA-5 A 8, VARIAN SU RESISTENCIA DE ACUERDO A SU CONTENIDO DE AGUA: AL PERDER UN POCO DE AGUA, AUMENTA SU RESISTENCIA, PERO AL PERDER MUCHA, SE DESMORONA, PERDIENDO SU RESISTENCIA. LO ANTERIOR PUDIERA SER EXPLICADO POR LA GRAN CANTIDAD DE ARENA FINA Y DE GRAVA QUE PRESENTAN. DICHA VARIACION SE REGISTRO CON PENETROMETRO DE BOLSILLO.

Las muestras de los muros en los kilometrajes 0 670, fueron muy dificiles de labrar, pues no presentan cohesión y tienen gran cantidad de gravas, que dificultaron dicho labrado, por lo que en un par de casos tuvieron que realizarse las triaxiales con solo dos probetas.

Figura Num. 10 Estratigrafía encontrada en las muestras ensayadas en laboratorio

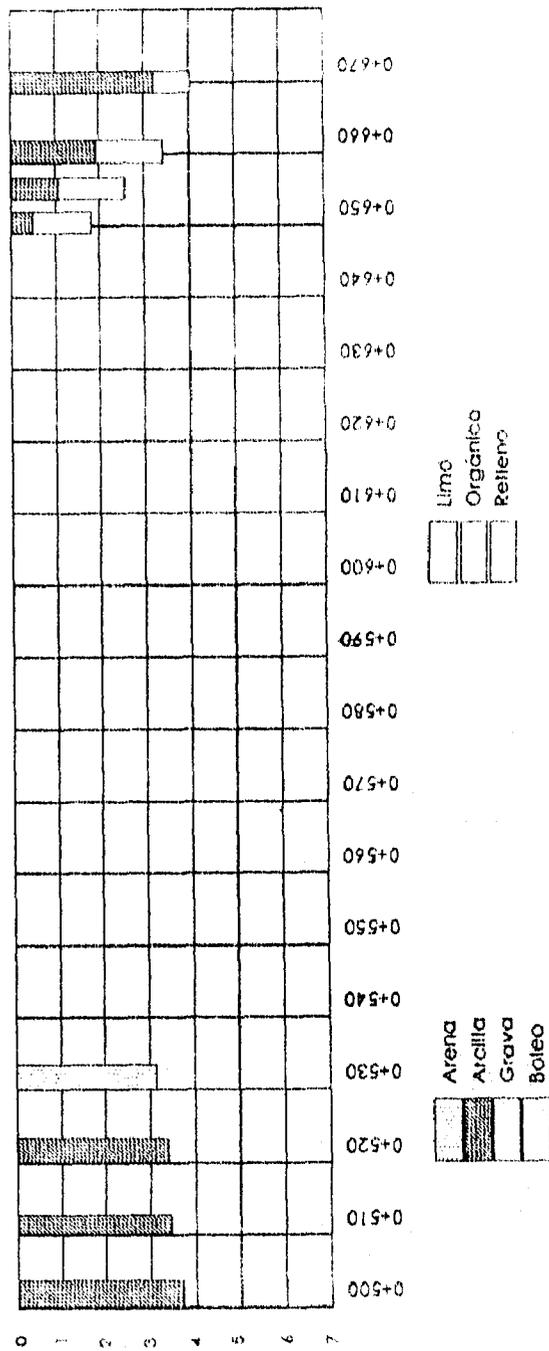
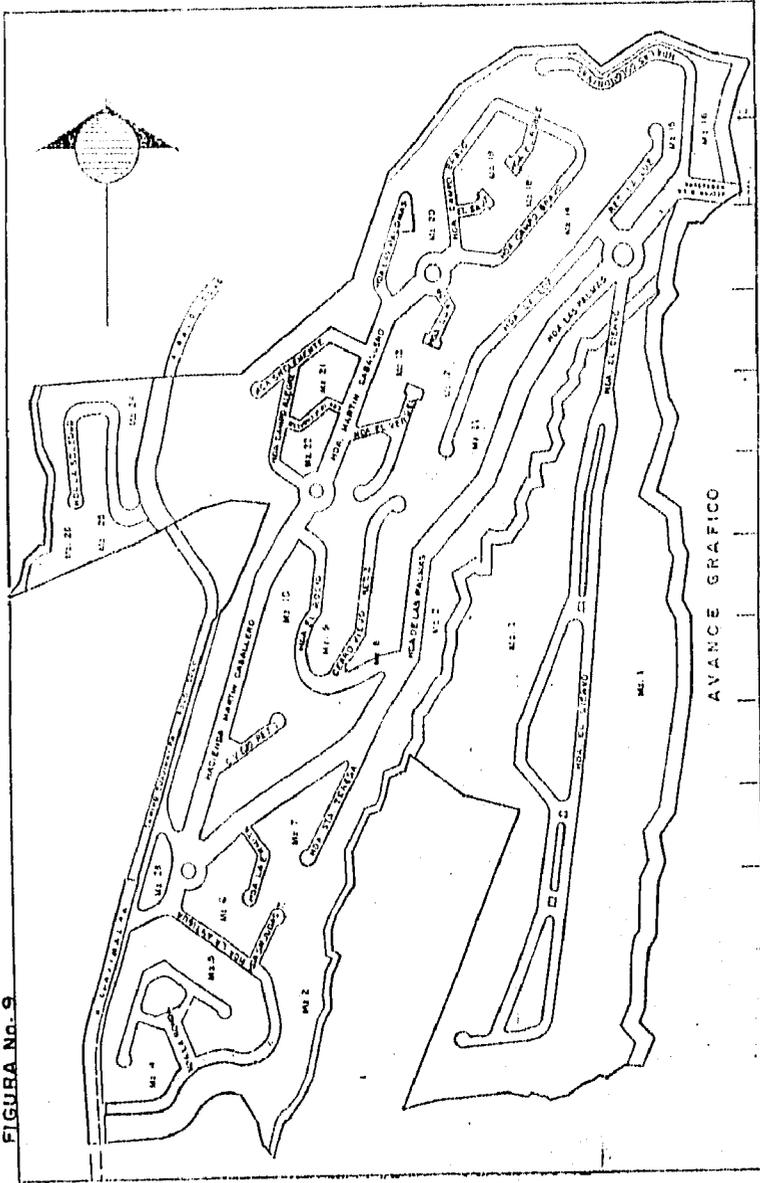


FIGURA No. 9



AVANCE GRAFICO

FRACCIONAMIENTO HACIENDA LAS PALMAS

5.2.4. EMPUJE DE TIERRAS

Una de las fuerzas que intervienen en el cálculo de los muros de contención es el empuje ejercido por el material de relleno sobre el respaldo del muro (Fig. Núm. 11)

En la actualidad existen tres (3) formas de evaluar su intensidad. Por medio de las teorías de RANKINE, coulomb, así como el método semi-empírico de TERZAGHI.

En los suelos friccionantes podemos decir que los tres caminos arrojan aproximadamente el mismo resultado por lo que calcularemos los empujes siguiendo la teoría de RANKINE.

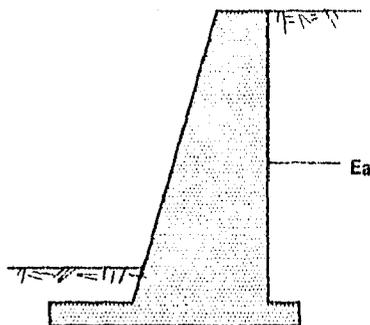


Figura N°11 Empuje ejercido por el relleno

TEORIA DE RANKINE EN LOS SUELOS FRICCIONANTES. ESTADOS PLASTICOS DE EQUILIBRIO.

Consideremos un elemento de suelo de altura dz situado a una profundidad z en el interior de un semi-espacio de suelo en "Reposo", es decir sin que se permita ningún desplazamiento a partir de un estado natural. (Fig. Núm.12)

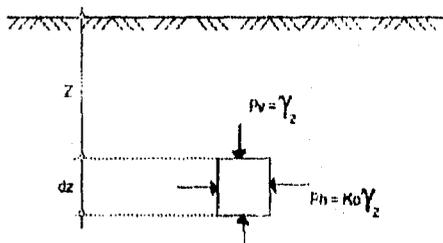


Figura N° 12 Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo

En tales condiciones la presión vertical efectiva actuante sobre la estructura del elemento es:

$$P_v = \gamma z \dots\dots\dots 1$$

DONDE

γ es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentre el medio. Bajo la presión vertical actuante el elemento de suelo se presiona lateralmente originándose así un esfuerzo horizontal, P_h que con base en la experiencia se ha aceptado como directamente proporcional a P_v .

$$P_h = K_o \gamma z \dots\dots\dots 2$$

K_o La constante de proporcionalidad entre $P_v = \gamma z$ y P_h se denomina coeficiente de presión de tierras en reposo.

Si se representa en el diagrama de MOHR el círculo correspondiente al estado de esfuerzos descrito para el elemento mencionado (fig. núm.13) se obtendrá un círculo tal como el 1, que evidentemente no es de falla.

A partir de estas condiciones de esfuerzo en "Reposo" se puede llegar a la falla por dos caminos de interés práctico. El primero consistirá en disminuir el esfuerzo horizontal, manteniendo el vertical constante, se llega así al círculo 2 de falla, con un esfuerzo principal menor $\sigma_3 = K_a \gamma z$, donde K_a se denomina coeficiente de presión activa de tierras; nótese que este esfuerzo σ_3 corresponde en este.

Círculo a la presión horizontal, pues, por hipótesis, el esfuerzo principal mayor correspondiente es γz o presión vertical debido al suelo sobreyacente sobre el elemento. El segundo camino para llevar a la falla al elemento en estudio consistirá en tomar al esfuerzo γz como el principal menor, aumentando por consiguiente ahora la presión horizontal hasta llegar a un valor $K_p \gamma z$, tal que el círculo resultante sea tangente a la línea de falla. El valor K_p recibe el nombre de coeficiente de presión pasiva de tierras.

Las dos posibilidades anteriores son las únicas de interés práctico para llegar a estados de falla a partir del "Reposo", puesto que respetan el valor γz de la presión vertical, que es una condición natural del problema, por lo menos en un primer análisis simplificado.

mínimo $K_A \gamma z$ y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo $K_p \gamma z$. Estos se denominan respectivamente activo y pasivo.

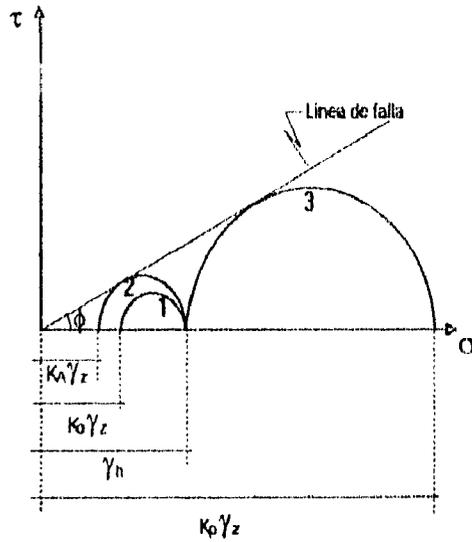


Figura N° 13 Estados plásticos en el diagrama de Mohr

Tomemos un círculo cualquiera de falla (Fig. Núm. 14)

Dividiendo entre OB , según funciones trigonométricas:

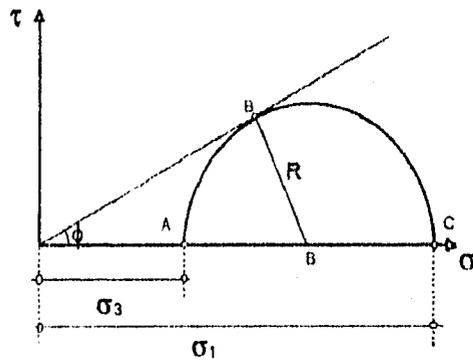


Figura N° 14

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{OC}{OA} = \frac{OB+R}{OB-R} = \frac{1+\frac{R}{OB}}{1-\frac{R}{OB}}$$

$$\frac{1+\frac{R}{OB}}{1-\frac{R}{OB}} = \frac{1+\operatorname{sen} \phi}{1-\operatorname{sen} \phi}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1+\cos(90^\circ-\phi)}{1-\cos(90^\circ-\phi)}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{2\cos^2\left(45^\circ-\frac{\phi}{2}\right)}{2\operatorname{sen}^2\left(45^\circ-\frac{\phi}{2}\right)}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \cot^2\left(45^\circ-\frac{\phi}{2}\right)$$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \tan^2\left(45^\circ-\frac{\phi}{2}\right)$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = N\phi \dots\dots 3$$

Relación que existe entre el esfuerzo principal mayor y el esfuerzo principal menor en un círculo de falla.

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{N\phi} \dots\dots 4$$

En suelos puramente friccionantes caso activo

La presión horizontal

$$P_h = K_A \gamma z$$

Despejando de 4

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N\phi} = \frac{\gamma z}{N\phi} = P_h = K_A \gamma z$$

$$K_A = \frac{1}{N\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots 4'$$

Coefficiente activo de presión de tierras, conociendo el ángulo de fricción interna del material.

Caso pasivo

La presión horizontal

$$P_h = K_P \gamma_h$$

Despejando de 3

$$\sigma_1 = P_h = \sigma_3 N\phi = \gamma z N\phi = \gamma z K_P$$

$$K_P = N\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots 3'$$

Coefficiente pasivo de presión de tierras.

Los dos casos de estados plásticos anteriores parecen tener una correspondencia con la realidad ingenieril que los hace de interés práctico.

Considérese un muro cuyo relleno se supone originalmente en "Reposo". Dicho muro podrá físicamente ser llevado a la falla de dos maneras. Una por empuje del relleno, cediendo la estructura hacia su frente; otra, por acción empuje exterior, incrustándose el muro en el relleno y deformándose hacia su espalda.

RANKINE pensó que, bajo el empuje del relleno, el muro cede y se desplaza, disminuyendo la presión del relleno a valores abajo del correspondiente al "Reposo"; esto haría que la masa de suelo desarrolle su capacidad de auto sustentación, por medio de los esfuerzos cortantes generados. Si el muro cede lo suficiente, la presión horizontal puede llegarse a ser la activa, valor mínimo que no puede disminuirse aun cuando el muro ceda mas a partir del instante de su aparición.

Así, podría razonarse que, con tal de proyectar un muro para resistir la presión activa, se garantizaría su estabilidad, siempre y cuando el muro pudiese ceder lo suficiente como para que se desarrolle, en última instancia, dicha presión activa.

Análogamente se podría razonar para el caso en que el muro se desplace hacia su respaldo bajo una fuerza exterior suficiente como para que llegue a desarrollarse la presión pasiva, en cuyo caso podrá diseñarse la estructura contando con la máxima resistencia del suelo.

Aplicando los conceptos de resistencia al esfuerzo cortante puede llegar a determinarse la inclinación de las líneas fluencia de una masa de suelo sujeta a cualquiera de los dos estados "plásticos" aquí analizados. En efecto, según se vio, en un elemento de suelo sujeto a un esfuerzo principal mayor vertical σ_3 y a uno menor horizontal σ_1 , la línea de fluencia se presenta a un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ respecto a la dirección del esfuerzo principal menor, supuesta válida la hipótesis de falla de MOHR-COULOMB. En la (Fig. Núm. 15) se muestran las líneas de fluencia obtenidas en cada caso; la obtención se explica en los croquis que aparecen en la parte superior.

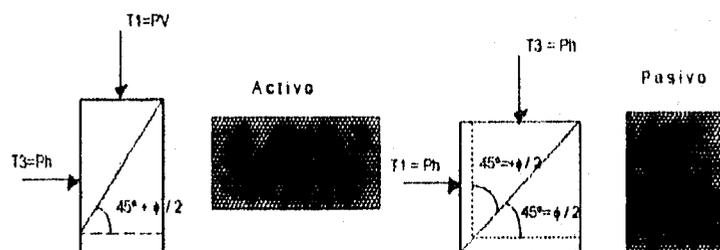


Figura N° 15 Líneas de influencia en los estados de equilibrio plástico

Debe notarse cuidadosamente que las fórmulas o ideas expuestas valen sólo para el caso en que la superficie del relleno de tierra sea horizontal y el parámetro del muro vertical.

FORMULAS PARA LOS EMPUJES EN SUELOS FRICCIONANTES.

Si las expresiones para las presiones activa y pasiva, dentro de la teoría de RANKINE, obtenidas para una profundidad z , se integran a lo largo de la altura H de un muro de retención, podrán obtenerse los empujes totales correspondientes. El procedimiento implica la suposición de que los estados plásticos respectivos se han desarrollado totalmente en toda la masa del relleno, es decir, que el muro se ha deformado lo necesario.

Así, para el estado plástico activo podrá escribirse, con base en la ecuación 4.

Expresión que da la presión horizontal actuante sobre el muro a la profundidad z , para el caso de relleno con superficie horizontal (Fig. Núm. 16).

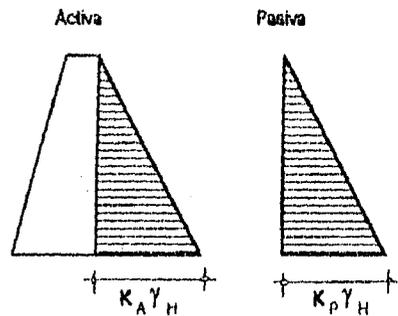


Figura N° 16 Distribución de presiones

En un elemento dz del respaldo del muro, a la profundidad z , obra el empuje (Fig. Núm. 17)

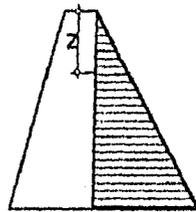


Figura N° 17

$$d_{EA} = K_A \gamma z dz$$

$$EA = \int_0^H K_A \gamma z dz$$

$$EA = K_A \gamma \int_0^H z dz$$

$$EA = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \dots \dots 5$$

La expresión 5 da el empuje total activo ejercido por un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical. En forma análoga, para el estado plástico pasivo, a partir de la fórmula 3 se llega al valor del empuje pasivo total.

$$P_h = \sigma_1 = K_p \gamma z$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \dots\dots 6$$

Valida también para muros de respaldo vertical y superficie de relleno horizontal.

Para efectos de cálculo de la estabilidad del muro, considerado como un elemento rígido, el volumen de presiones puede considerarse substituido por sendas fuerzas concentradas, cuya magnitud queda dada por E_a y E_p ; dada la distribución lineal que para ambas presiones se tiene en la teoría de RANKINE, se sigue que el punto de aplicación de tales fuerzas está a un tercio de la altura del muro contado a partir de la base.

Desde luego ambas fuerzas resultan horizontales en el caso hasta aquí tratado.

En el caso se tiene parte del relleno horizontal arenoso en condición. Sumergida. Si H es la altura total del muro y H_1 , contada a partir de la corona, es la altura de arena no sumergida, (Fig. N.º 18). La presión vertical del relleno en un punto bajo el nivel del agua será:

$$P_v = \gamma H_1 + Z' \gamma' \dots\dots 7$$

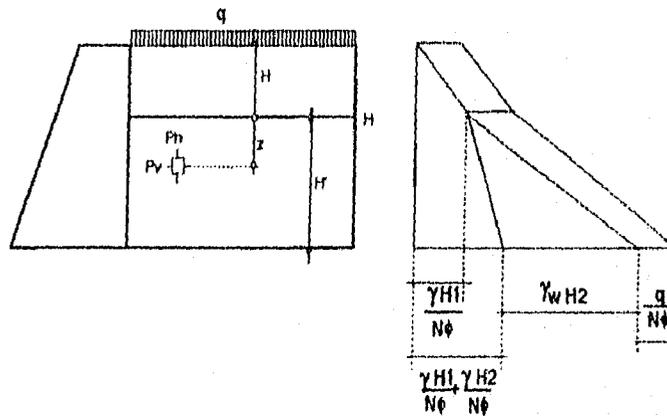


Figura N.º 18

Así, la presión ejercida horizontalmente por la arena bajo el nivel Freático será:

$$P_A = \frac{P_v}{N\phi} = \frac{1}{N\phi} (\gamma H_1 + Z' \gamma) \dots 8$$

Además, en este caso, sobre el muro y bajo el nivel Freático se ejercerá la presión hidrostática.

El empuje total estará dado, por consiguiente, por:

Nótese que, A pesar de que el hecho de que la arena esté sumergida hace disminuir el valor de γ a γ' , el empuje sobre el muro aumenta grandemente en este caso, pues el efecto hidrostático del agua no está afectado por ningún término reductor del tipo $1/N\phi$.

Fórmulas análogas a las 7 A 10 pueden obtenerse para el caso pasivo.

Considerando que los muros en la vialidad "HACIENDA DE LAS PALMAS" tienen una altura variable, y siguiendo la teoría de RANKINE, de acuerdo a:

$$E_a = \frac{1}{2N\phi} \gamma H_1^2 + \frac{1}{N\phi} \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2N\phi} \gamma' H_2^2 + \gamma_w H_2^2$$

Donde:

- γ Peso volumétrico del material (Ton/M)
- $N\phi$ Relación de empuje: Horizontal a Vertical.
- E_a Empuje activo (Ton/M).
- ϕ Angulo de fricción interna del material.
- H_1 Altura del muro= H_1 H_2 y H_1 Altura del relleno no sumergido en agua, mientras que H_2 es la altura del relleno sumergido bajo el agua.

Con la cual, al darle valores y considerando $\gamma = 1.9$ Ton/M, ya que es el material local compactado el que actuará atrás de los muros, y considerando agua hasta la mitad de su altura, entonces se obtuvieron los distintos empujes que a continuación se tabulan

Alturas contra la variación de los empujes de los muros de concreto armado:

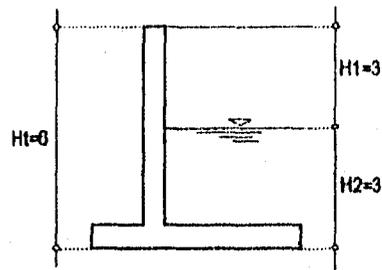
H (m)	6	7	8	9	10	11	12
E _a (ton/m)	14.30	19.46	25.60	32.40	40.00	48.40	57.60

A continuación desarrollaremos un ejemplo, de la ecuación tenemos:

$$E_a = \frac{1}{2N\phi} \gamma H_1^2 + \frac{1}{N\phi} \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2N\phi} \gamma' H_2^2 + \gamma_w H_2^2$$

con la ecuación 4 obtenemos $\phi = 30^\circ$

$$K_A = \frac{1}{N\phi} = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = \tan^2(45^\circ - 30/2) = 0.33$$



con un peso volumétrico igual A $\gamma = 1.9 \text{ Ton/M}$ sustituyendo valores en 10.

$$E_a = (0.5)(0.33)(1.90)(3)^2 + (0.33)(1.9)(9) + (0.5)(0.33)(0.90)(3)^2 + (0.5)(1.0)(3)^2$$

$$E_a = 2.82 + 5.64 + 1.34 + 4.50$$

$$E_a = 14.30 \text{ ton/m}$$

De manera semejante, para los muros de mampostería, que serán los menores de 6m de altura, se tabularon las alturas contra la variación de los empujes:

H (m)	2.20	3	4	5	6
E _a (ton/m)	1.94	3.60	6.40	10.00	14.40

5.2.5. CAPACIDAD DE CARGA.

En el presente capítulo se trata de resolver el problema de la capacidad de carga de los suelos, con este fin se han desarrollado algunas teorías como son la de TERZAGHI, SKEMPTON y MEYERHOF.

Para determinar la capacidad de carga del sub-suelo, se siguió el criterio de TERZAGHI. Esta elección obedeció principalmente a que es recomendable para toda clase de cimentaciones poco profundas en cualquier suelo, pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta el límite.

La expresión cimiento poco profundo se aplica a aquél en el que el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento (profundidad de desplante, Df). En estas condiciones TERZAGHI, despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento. Considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo.

El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde γ es el peso específico del suelo (fig. Núm. 19).

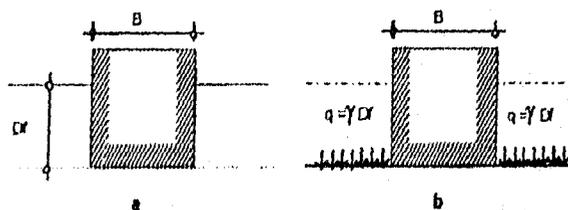


Figura N° 19 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso

Con base en los estudios de PRANDTL, atrás presentados para el caso de un medio "puramente cohesivo" extendidos para un medio "cohesivo y friccionante", TERZAGHI propuso el mecanismo de falla que aparece en la (Fig. Núm. 20) para un cimiento poco profundo, de longitud infinita normal al plano del papel.

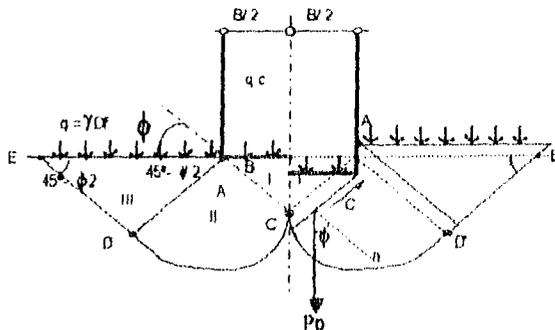


Figura N° 20 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi

La zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. La zona II es de deformación tangencial radial; la frontera AC de esta zona forma con la horizontal el ángulo ϕ , cuando la base del cimiento es rugosa; si fuera idealmente lisa, dicho ángulo sería $45^\circ - \phi/2$, la frontera AD forma un ángulo $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal, en cualquiera de los dos casos. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de RANKINE.

La penetración del cimiento en el terreno sólo será posible si se vence las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración; estas comprenden al efecto de la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva del suelo desplazado; actuante en dichas superficies. Por estarse tratando un caso de falla incipiente, estos empujes formarán un ángulo ϕ con las superficies, es decir, serán verticales en cada una de ellas.

Despreciando el peso de la cuña I y considerando el equilibrio de fuerzas verticales, se tiene que .

$$q_c = 2P_p + 2c \operatorname{sen} \phi$$

Donde:

- q_c Carga de falla en el cimiento, por unidad de longitud del mismo.
- P_p Empuje pasivo actuante en la superficie AC
- c Fuerza de cohesión actuante en la superficie AC.

como $C = c B / 2 \cos \phi$ (Figura N° 20) se tiene que

$$q_c = \frac{1}{B} (2P_p + cB \tan \phi) \dots\dots (1)$$

El problema se reduce entonces a calcular P_p única incógnita, la ec. (1).

La fuerza P_p puede ser descompuesta en tres partes, P_{pc} , P_{pq} y P_{py} .

P_{pc} es la componente de P_p debida a la cohesión actuante a lo largo de la superficie CDE.

P_{pq} es la componente de P_p debida a la sobrecarga $q = \gamma D_f$ que actúa en la superficie AE.

P_{py} es la componente de P_p debida a los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie del deslizamiento CDE, causados por el peso de la masa de suelo en las zonas II y III.

Teniendo en cuenta el desglosamiento anterior, la EC (1) puede escribirse.

$$q_c = \frac{2}{B} \left(P_{pc} + P_{pq} + P_{py} + \frac{1}{2} cB \tan \phi \right) \dots\dots (2)$$

TERZAGHI calculó algebraicamente los valores de P_{pc} , P_{pq} y P_{py} ; después de ello, trabajando matemáticamente la expresión obtenida logró transformar la EC (2) en la siguiente ecuación

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots\dots (3)$$

Donde q_c es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla; o sea, representa la capacidad de carga última del cimiento. Se expresa en unidades de presión N_c , N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen sólo del valor de ϕ , ángulo de fricción interna del suelo y se denominan "facturas de capacidad de carga" debidos a la cohesión, a la sobrecarga y a peso del suelo, respectivamente.

La Ec (3) se obtiene de la (2) introduciendo en ella los siguientes valores para los factores de capacidad de carga.

$$N_c = \frac{2P_{pc}}{Bc} + \tan \phi; N_q = \frac{2P_{pq}}{\gamma D_f}; N_\gamma = \frac{4P_{py}}{B^2 \gamma} \dots\dots (4)$$

Si en esas expresiones se colocan los valores obtenidos por el cálculo para Ppc, Ppq y Ppy se ve que los factores son sólo función del ángulo ϕ , como se dijo.

Prescindiendo de los análisis algebraicos que justifican todas las afirmaciones anteriores, la EC (3) puede tenerse de la (2) razonando como sigue:

Observando la (fig.No.20) puede verse que la componente Ppc es proporcional A B Y A c en efecto, si B se duplica, también lo hace la longitud de la superficie de deslizamiento CDE, puesto, que duplicar B equivale a dibujar la nueva a escala doble. Evidentemente Ppc será doble si el valor de c se duplica, independientemente de toda otra consideración. Por ello, podrá escribirse que:

$$Ppc = Kc Bc$$

Donde Kc es una constante que dependerá sólo del valor de ϕ (nótese en la fig.No.20) que cualquier variación de ϕ trae consigo una variación en la extensión y forma de la superficie de falla.)

Análogamente puede observarse que al duplicarse B se duplican la superficie donde actúa la sobrecarga $q = \gamma df$, por lo que Ppq resulta proporcional al propio valor de q, por esto podrá escribirse:

$$Ppq = Kq B \gamma DF$$

Con Kq función sólo de ϕ , por lo que ya se dijo.

Por último, al duplicarse B se cuadruplica el área de las zonas II y III y con ella el peso del material de dichas zonas. Esto se expresa matemáticamente diciendo que Ppy es proporcional A B² puede así escribirse:

$$Ppy = Ky \gamma B^2$$

Ky es también sólo función de ϕ

Llevando estos valores a la Ec (2) se tiene

$$q_c = \frac{2}{B} \left(K_c B_c + K_q B \gamma D_F + K_\gamma \gamma B^2 + \frac{1}{2} B_c \tan \phi \right)$$

$$q_c = \left[(2K_c + \tan \phi) c + (2K_q) \gamma D_F + (2K_\gamma) B \gamma \right]$$

Llamando a los términos entre paréntesis N_c, N_q y $(1/2)N_\gamma$ respectivamente, resulta la Ec (3).

Si en esos mismos términos en paréntesis se substituyen los valores de K_c, K_q y K_γ escritos arriba es fácil que se obtienen los valores de N_c, N_q y N_γ dados por la Ec. (4).

La Ec. (3) es la fundamental de la teoría de TERZAGHI y permite calcular en principio la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita. La condición para la aplicación de la fórmula (3) a un problema específico es el conocer los valores de N_c, N_q , y N_γ en ese problema. Estos factores, como ya se dijo, son sólo funciones de ϕ y TERZAGHI los presenta en forma gráfica; esta gráfica se recoge en la (fig.No. 21).

Debe notarse que en la (fig.No. 21) aparecen tres curvas que dan los valores de N_c, N_q y N_γ en función del ángulo ϕ y aparecen también otras tres curvas que dan valores modificados de esos factores, N'_c, N'_q y N'_γ (líneas discontinuas de la figura).

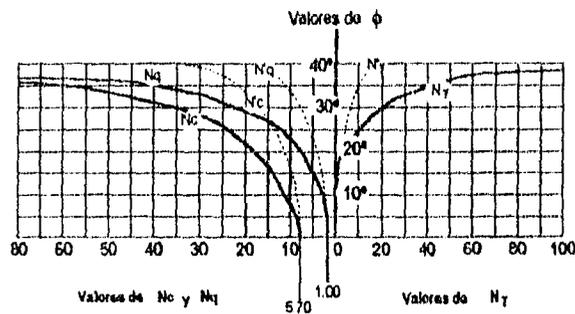


Figura N° 21 Factores de capacidad de carga para de la teoría de terzaghi

La razón de ser de estas últimas es la siguiente : El mecanismo de falla mostrado en la (fig.No20) supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados incipientemente bajo la carga se amplían hasta los puntos E y E', en tal forma que, en el instante de la falla, toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite. Sin embargo, en materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, con curva esfuerzo deformación como la Cz de la (fig. 22), en la cual la deformación crece mucho para cargas próximas a la de falla, TERZAGHI considera que al penetrar el cimiento no logra desarrollarse el estado plástico hasta puntos tan lejanos como los E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento, en el cimiento, que para fines prácticos, equivale a la falla del mismo. Este último tipo de falla es denominado por TERZAGHI local, en contraposición de la falla en desarrollo completo del mecanismo atrás expone esto, a la que llama general.

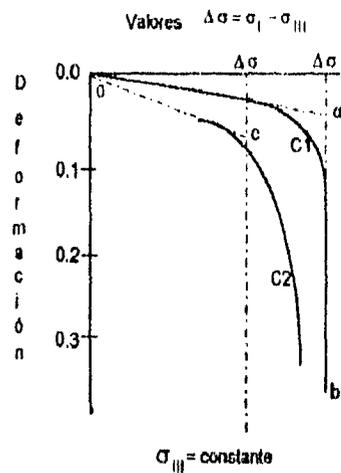


Figura N° 22 Curvas de esfuerzo deformación típica para mecanismo de falla general (1) y local (2), según Terzaghi

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a falla local de un modo razonablemente aproximado para fines prácticos TERZAGHI corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo nuevos valores de "c" y "φ" para efectos de cálculo; trabaja con

$$c' = \frac{2}{3}c \quad \text{Tan}\phi' = \frac{2}{3}\text{Tan}\phi \dots (5)$$

O sea, asigna al suelo una resistencia de las dos terceras partes de la real; a este suelo equivalente, TERZAGHI le aplica la teoría primeramente expuesta.

Dado un ángulo φ, en un suelo en que la falla local sea de tener, puede calcularse con la expresión (5) el φ'equivalente. Si con este valor se entrara a la curvas llenas de la (fig No.21) se obtendrían valores de los factores a los que se obtienen entrando con el φ original en las curvas discontinuas, para los factores N'. De este modo evita el calculista la aplicación reiterada de la segunda EC (5):

En definitiva, la capacidad de carga última respecto a falla local queda dada por la expresión:

Toda la teoría arriba expuesta se refiere únicamente a cimientos continuos, es decir, de longitud infinita normal al plano de papel

$$q_c = \frac{2}{3} cN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \dots (6)$$

A continuación desarrollaremos un ejemplo aplicando la teoría de TERZAGHI, que señala A

$$q_c = cN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

Como capacidad de carga última de un suelo, por lo que, al afectarlo de un factor de seguridad FS, se obtiene la capacidad de carga admisible q_a , donde:

N_c, N_q , y N_γ : factores propuestos para la capacidad de carga con lo cual, haciendo variar el ancho B de la zapata (losa de cimentación), desde uno (1) hasta seis (6) metros, y manteniendo constante su profundidad de desplante D_f , A 1 metro de profundidad, al sustituir valores, con un factor de seguridad FS.=3, se obtiene su capacidad de carga admisible q_a , que a continuación se tabulará según el caso:

Arenas, kilometrajes 0+650 A 0+670 :

Para $D_f = 1m$.

B (M)	1	2	3	4	5	6
q_a (T/M)	29	40	52	64	75	87

Considerando $\beta' = 34$ y $\gamma = 1.71$

Obtenemos que $N_c = 49$, $N_q = 35$, $N_\gamma = 32$

Sustituyendo estos valores en la EC (3)

$$q_a = \frac{q_c}{F_s} = \frac{(0 \cdot 49) + (1.71 \cdot 1 \cdot 35) + (0.5 \cdot 1 \cdot 32)}{3} = 29.07$$

ANÁLISIS DE LA CIMENTACION

Como se puede notar la capacidad de carga es muy alta, y se podría pensar en una cimentación a base de una zapata a un metro de profundidad que, sin embargo, deberá de ser revisado estructuralmente, debido al gran momento de volteo que presentan algunos muros.

5.2.6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los muros propuestos podrán ser de mampostería o bien de concreto reforzado, tanto en su cimentación como en el cuerpo del muro. Se hace esta selección debido a que en el análisis estructural, cuya memoria se presenta más adelante, se observaron flexotensiones, que son difícilmente tomadas por la mampostería, así, de acuerdo a la altura del muro; muros con alturas menores a 6 m, serán de mampostería; muros con alturas mayores, serán de concreto.

Los muros en cuestión, de tipo mampostería, podrán ser construidos con piedra local, masiva andesítica y muy resistente.

Todos los muros deberán quedar provistos de un adecuado sistema de drenaje, ya que por las características hidrológicas de la zona, así como de los materiales misma, la acumulación de agua detrás de los muros puede llegar a ser importante para tal efecto se han pensado colocar drenes con tubo de 10 cm., (4") de diámetro, que atraviesen los muros con una pendiente $S=0.005$. Estos tubos podrán ser de albañal, perforados en tresbolillo y embebidos dentro de una capa de filtro que se deberá colocar en la parte interior del muro, en un espesor de 50 cm como mínimo. La capa será de grava de 3/4" sin finos. Podría ser formada del mismo material local, cribada y de preferencia lavada. Deberá también quedar empaquetada dentro de un geotextil tipo PIVYTEC-GEO 275 o similar, que la separe del material de relleno general y evite la contaminación y posible taponamiento del material de relleno, con el consiguiente aumento de presiones de poro y empujes detrás del muro de contención.

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS

Para el cálculo de los muros de contención se consideraron los siguientes valores:

CONCRETO:	f_c	=	200 kg/cm
	E_c	=	113.137 kg/cm
	γ	=	2400 kg/m ³

ACERO	f_y	=	4200 kg/cm
	E_s	=	2x10 ⁶ kg/cm

FACTOR DE CARGA VERTICAL	=	1.4	FACTOR DE CARGA HORIZONTAL	=	1.1
REDUCCION POR CORTANTE	=	0.8	REDUCCION POR TORSION	=	0.8
REDUCCION POR APLASTAMIENTO	=	0.7	REDUCCION PRO FLEXO-COMPRESION	=	0.7, 0.8

El análisis y diseño se realizó conforme a los requisitos especificados en el reglamento de Construcciones para el D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias, publicadas el 3 de Julio de 1987.

Se consideraron tres muros tipo, en concreto y dos en mampostería, denominándoseles:

- ↳ MC-1 al de concreto, de 13.40 m de altura (incluyendo el empotramiento de un metro dentro del estrato resistente).
- ↳ MC-2 al de concreto, de 8.20 m de altura (incluyendo el empotramiento de un metro dentro del estrato resistente).
- ↳ MC-3 al de concreto, de 7.00 m de altura (incluyendo el empotramiento de un metro dentro del estrato resistente).
- ↳ MC-4 al de mampostería, de 6.00 m de altura (incluyendo el empotramiento de un metro dentro del estrato resistente).
- ↳ MC-5 al de mampostería, de 2.20 m de altura (incluyendo el empotramiento de un metro dentro del estrato resistente).

Muro de concreto reforzado MC-1

Se consideraron, de entrada, una altura de 12.40 m y un empotramiento de 1m dentro del estrato resistente, sometido a un empuje activo de tierras E_a de 57 Ton/m, con pesos volumétricos de 1.9 y 2.4 T/m³ para el relleno y concreto, respectivamente. Igualmente, se consideraron: $\theta = 30^\circ$, $Y = 4.47$ m.

La sección propuesta inicialmente para su análisis consistía de un muro trapezoidal de 50 cm de corona y 1.50 m de base, con la pared frontal vertical, desplantado sobre una zapata de 7m de ancho y 1 m de espesor, con un peso total de 120.80 T, lo que llevaba a:

$$\begin{aligned} M_r &= 527.34 \text{ T.m/m} \\ M_v &= 254.79 \text{ T.m/m} \end{aligned}$$

obteniéndose de esta manera un factor de seguridad F.S aceptable.

Al analizarlo por desplazamiento, las fuerzas actuantes son mayores que las resistentes, motivo por el cual hubo que colocarle un dentellón de 2m, con lo cual se garantizó su estabilidad, aunque la resultante cae ligeramente fuera del tercio, medio pero los esfuerzos actuantes son menores que los resistentes, por lo cual no hay problemas por flexo-compresión o por aplastamiento.

Luego de ello, se procedió al diseño del muro, del talón y del pié, revisando momentos, con lo cual se llegó al diseño que se propone en el plano adjunto y en la memoria que se muestra anexa a este informe, consistente en un muro trapezoidal de 50 cm de corona y 1.50 m de base, armado con varilla del #5 @ 20 cm, con la pared frontal vertical, desplantando sobre una zapata de 7 m de ancho y 1 m de espesor, armada con varilla del # 8 @ 25 X 200 cm en su parte superior externa, del # 12 @ 25 x 600 cm en su parte externa y del # 12 @ 25 x 600 en su parte superior interna y del # 6 @ 25 x 200 en su parte inferior interna, con un dentellón de un metro de ancho y dos metros de altura, armado con varillas del #5 @ 25 x 300.

Muro de concreto reforzado MC-2

Se consideraron, de entrada, una altura de 7.20 m y un empotramiento de 1m dentro del estrato resistente, sometido a un empuje activo de tierras E_a de 25 Ton/m, con pesos volumétricos de 1.9 y 2.4 T/m³ para el relleno y concreto, respectivamente.

Igualmente, se consideraron $\phi = 30$.

La sección propuesta inicialmente para su análisis consistía de un muro trapezoidal de 50 cm de corona y 1.00 m de base, con la pared frontal vertical, desplantando sobre una zapata de 5 m de ancho y 1 m de espesor, con un peso total de 55.49 T, lo que llevaba a:

$$\begin{aligned} M_r &= 167.85 \text{ T.m/m} \\ M_v &= 68.80 \text{ T.m/m} \end{aligned}$$

obteniéndose de esta manera un factor de seguridad, F.S aceptable.

Al analizarlo por desplazamiento, se encontró que las fuerzas actuantes son mayores que las resistentes, motivo por el cual hubo que colocarle un dentellón de 2m, con lo cual se

garantizó su estabilidad. La resultante cae dentro del tercio medio; no hay problemas por flexo-compresión o por aplastamiento.

Luego de ello, se procedió al diseño del muro, del talón y del pié, revisando momento, con lo cual se llegó al diseño que se propone en el plano adjunto y en la memoria que se muestra anexa a este informe, consistente en un muro trapezoidal de 50 cm de corona y 1.00 m de base, armado con varilla del #5 @20 cm., con la pared frontal vertical, desplantado sobre una zapata de 5 m de ancho y 1 m de espesor, armada con varilla del #8 @ 20, con un dentellón de 0.7 m de ancho y dos metros de altura, armado con varillas del #5 @ 25 cm.

Muro de concreto reforzado MC-3

Se consideraron, de entrada, una altura de 5.00 m y un empotramiento de 1m dentro del estrato resistente, sometido a un empuje activo de tierras E_a de 14 Ton/m, con pesos volumétricos de 1.9 y 2.4 T/m³ para el relleno y concreto, respectivamente.

Igualmente, se consideraron: $\phi = 30$

La sección propuesta inicialmente para su análisis consistía de un muro rectangular de 50 cm de corona y de base, con la pared frontal y su respaldo verticales, desplantado sobre una zapata de 4 m de ancho y 0.5 m de espesor, con un peso total de 29.76 T, lo que llevaba a:

$$M_r = 72.02 \text{ T:m/m}$$

$$M_v = 28.40 \text{ T:m/m}$$

Obteniéndose de esta manera un factor de seguridad F.S. aceptable

Al analizarlo por desplazamiento se encontró que las fuerzas actuantes son mayores que las resistentes, motivo por el cual hubo que colocarle un dentellón de 1.40 m, con lo cual se garantizó su estabilidad. La resultante cae dentro del tercio medio; no hay problemas por flexo-compresión o por aplastamiento.

Luego de ello, se procedió al diseño del muro, del talón y del pié, revisando momentos, con lo cual se llegó al diseño que se propone en el plano adjunto y en la memoria que se muestra anexa a este informe, consistente en un muro rectangular de 50 cm de corona y de base, armado con varilla del # 4 @25 cm, desplantado sobre una zapata de 4 m de ancho y 0.70 m. de espesor, armada con varilla del #6 @ 15, con un dentellón de 0.5m de ancho y 1.40 m de altura, armado con varillas del # 4 @25cm.

Muro de mampostería MC-4

Se consideraron, de entrada, una altura de 5.00 m y un empotramiento de 1m dentro del estrato resistente, sometido a un empuje activo de tierras E_a de 14 Ton/m, con pesos volumétricos de 1.9 y 2.0 T/m³ para el relleno y mampostería, respectivamente.

Igualmente, se consideraron: $\phi = 30$

La sección propuesta inicialmente para su análisis, consistía de un muro trapezoidal de 50 cm de corona y 4.00 m de base, con la pared frontal vertical, con un peso total de 38.40T, lo que llevaba a:

$$\begin{aligned} M_r &= 76.80 \text{ T.m/m} \\ M_v &= 28.40 \text{ T.m/m} \end{aligned}$$

obteniéndose de esta manera un factor de seguridad F.S aceptable.

Al analizarlo por desplazamiento se encontró que las fuerzas actuantes son menores que las resistentes y la resultante cae ligeramente fuera del tercio medio, pero los esfuerzos actuantes son bastante menores que los resistentes, por lo cual se considera que no habrá problemas por flexo-compresión o por aplastamiento.

Muro de mampostería MC-5

Se consideraron, de entrada, una altura de 1.20 m y un empotramiento de 1m dentro del estrato resistente, sometido a un empuje activo de tierras E_a de 3.50 Ton/m, con pesos volumétricos de 1.9 y 2.0 T/m³ para el relleno y mampostería, respectivamente.

La sección propuesta inicialmente para su análisis, consistía de un muro trapezoidal de 50 cm de corona y 1.80 m de base, con la pared frontal vertical, con un peso total de 6.34 T, lo que llevaba a:

$$\begin{aligned} M_r &= 5.71 \text{ T.m/m} \\ M_v &= 2.48 \text{ T.m/m} \end{aligned}$$

Obteniéndose de esta manera un factor de seguridad F.S aceptable.

Al analizarlo por desplazamiento se encontró que las fuerzas actuantes son menores que las resistentes. La resultante cae dentro del tercio medio, y los esfuerzos actuantes son bastante menores que los resistentes, por lo cual se considera que no habrá problemas por flexo-compresión o por aplastamiento.

Muro del 0+500 al 0+540

Este muro se encuentra situado sobre la denominada barranca 3. En él se realizaron 4 sondeos: PCA-5 a PCA-8, los cuales ya fueron descritos con anterioridad.

Las alturas de los muros que se construirán en éste sitio varían de 4.20 m, en la estación 0+500, a 11.40 m, en la estación 0+530, volviendo a descender un poco en altura en la estación 0+540: 5.60 m.

En toda esa barranca se encontró una arcilla limosa con materia orgánica, la cual puede ser aceptable como terreno de cimentación, dentro de su segundo estrato, el menos orgánico.

En el caso de la estación 0+530, se encontraron suelos altamente orgánicos, por lo cual deberá hacerse una sustitución del terreno actual por otro a base de otro suelo local, arenoso de preferencia, mezclado con 3, 4, ó 5% de cemento, hasta alcanzar una resistencia mínima de 5 kg/cm². Con esta mezcla se deberá rellenar el sitio, en un espesor mínimo de 4 m, de tal manera que toda la cimentación quede dentro del terreno mejorado y que además le quede un metro por debajo de dicha cimentación.

En este lugar, además de los drenes propios del muro, se le deberá colocar un subdrenaje a base de tubos de albañal perforados en tresbolillo, con el mismo criterio de distribución de los anteriores, es decir, a tres metros de separación horizontal y a un metro de separación vertical.

En el caso de éstos muros, lo más recomendable sería hacer los todos de concreto reforzado, variándole los diseños, de la siguiente manera:

ESTACIONES	MURO TIPO
0+500 a 0+510	MC-3
1+510 a 0+520	MC-2
0+520 a 0+540	MC-1

Muro del 0+650 al 0+670

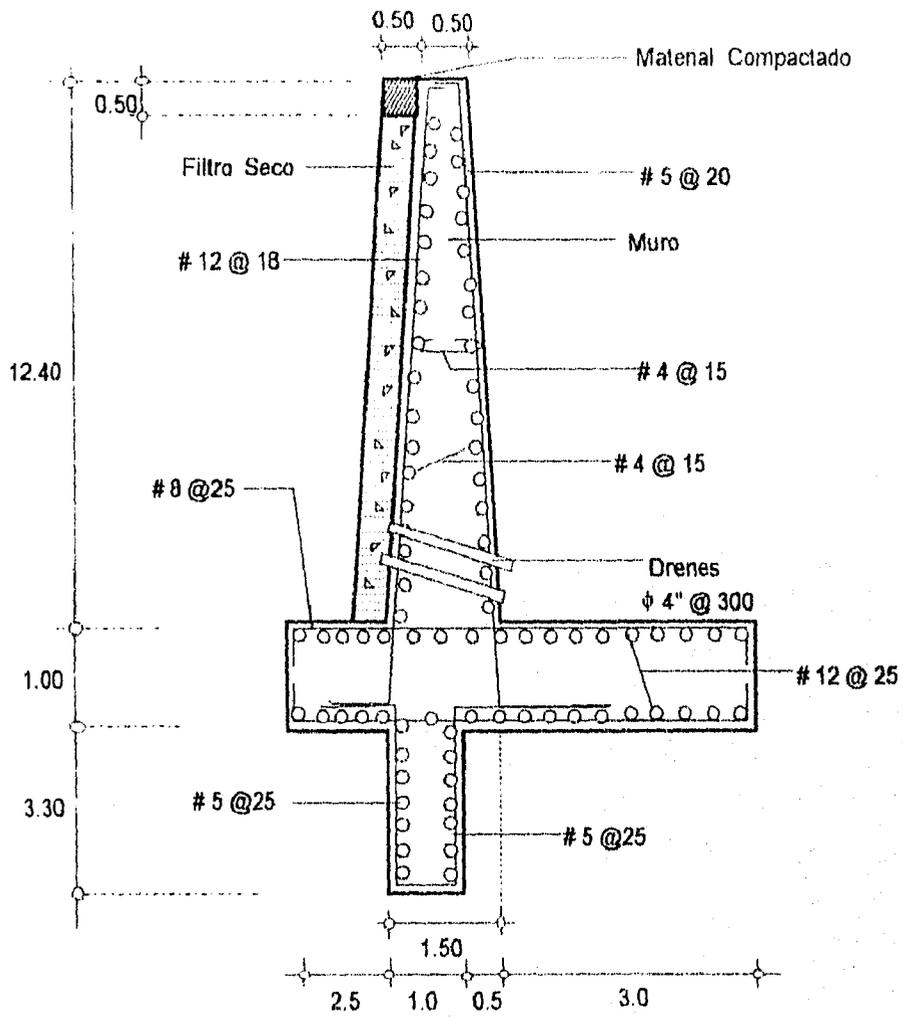
Este muro tiene una longitud de 70 m, aunque solamente se exploraron 30 m, estaciones 0+650 a la 0+ 670, realizándose 4 sondeos: PCA-1 a PCA-4, los cuales ya fueron descritos con anterioridad.

En este sitio las alturas de los muros varían de 2.40 m, en la estación 0+630, a 5.00m, en la estación 0+660, descendiendo hasta 3.60 m en la estación 0 680 y volviendo a elevarse un poco en la estación 0+690, a 3.90 m.

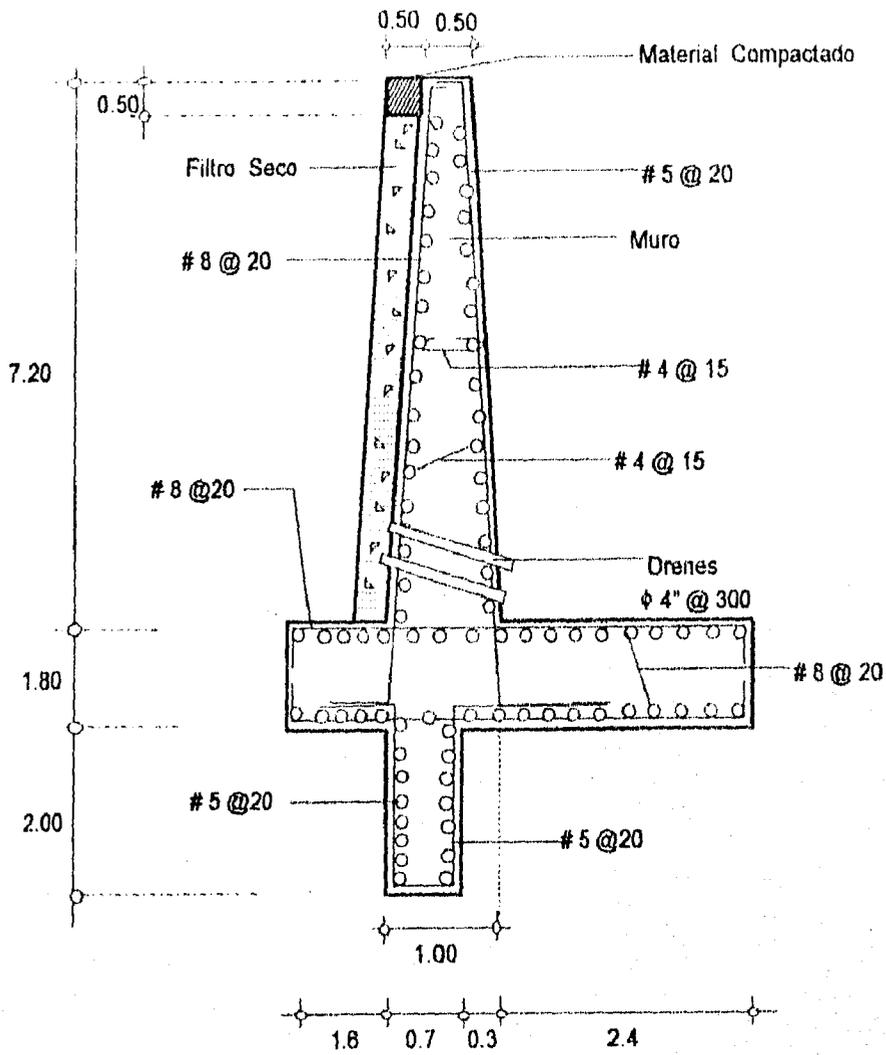
En toda esta zona se encontró como primer estrato, una arcilla limosa con materia orgánica que deberá ser eliminada.

Este primer estrato varía entre 1.40 m y 3.10 m de espesor.

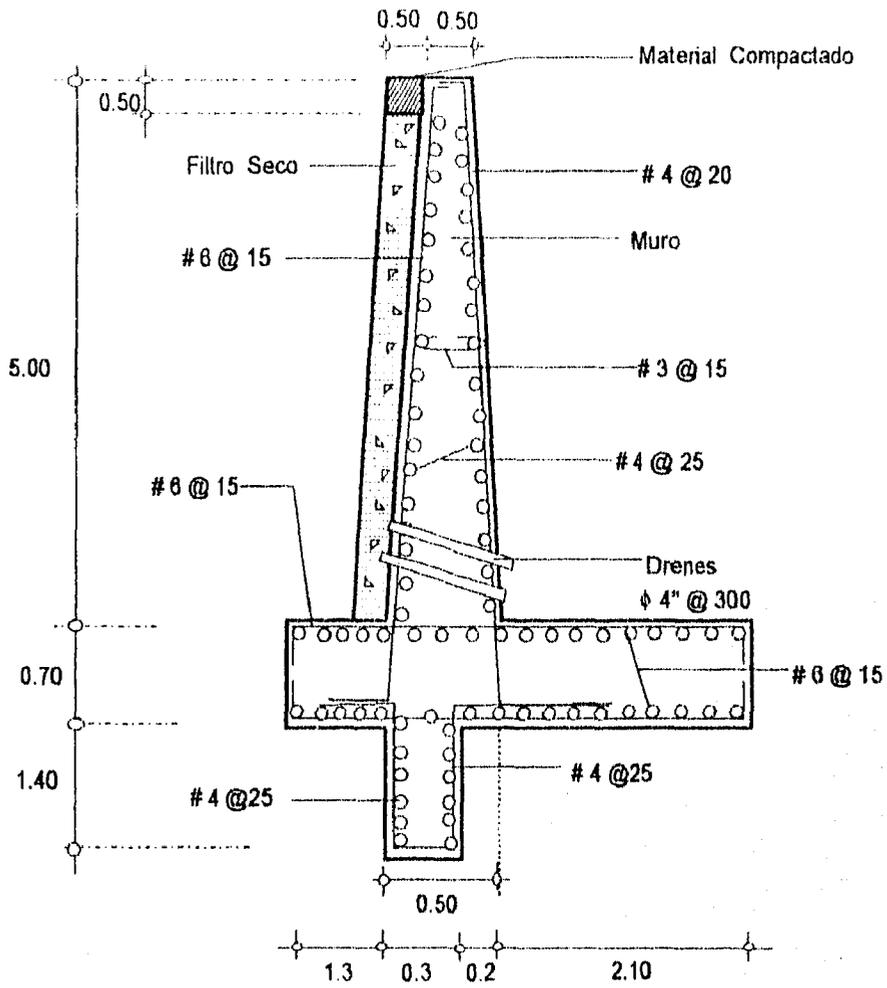
Subyaciendo el material anterior, se localiza una arena con gravas, excelente, ideal como terreno de cimentación. Sobre de este material, en estos kilometrajes, se desplantarán exclusivamente muros de mampostería, variables entre los diseños MC-4 y MC-5, del plano adjunto.



MC - 1



MC - 2



MC - 3

Discusión de Resultados

La condición crítica de estos muros es cuando se saturan de agua, por ello se ha hecho notar la importancia que revisten los colectores, a nivel general, y los drenes de cada muro, a nivel particular.

Estos drenes deben captar el agua desde la parte de atrás del muro y evitan que se generen presiones, por lo que el filtro con que se ha propuesto que se rellene el respaldo debe trabajar de manera eficiente, lo cual se logra desde su génesis, usando material adecuado y protegiéndolo con un geotextil.

Todos los muros se revisaron por volteo, deslizamiento y capacidad de carga. En el caso de los de mampostería, se les debió diseñar un espigón en la parte de atrás para que tomara el volteo y al mismo tiempo que aumentara su peso y la longitud del apoyo del muro, con lo que aumenta su resistencia al deslizamiento.

En el caso de los muros de concreto reforzado, estos debieron dotarse de un dentellón, que tomará al mismo tiempo el volteo y el deslizamiento.

Aunque fueron calculados y analizados de manera conjunta, cada muro representa un problema distinto, como fueron desglosados en los incisos anteriores.

Conclusiones y Recomendaciones.

- 1.- Los muros de mampostería deberán ser desplantados a una profundidad $Df = 1$ m dentro del estrato resistente. El ancho de su base será variable, de acuerdo a su altura, en una ley aproximada a $B = 0.7H$.
- 2.- La cimentación más adecuada para los muros de concreto será la superficial, combinando una zapata de cimentación de ancho y espesor variables, desplantada a una profundidad $Df = 1$ m dentro del estrato resistente, con un dentellón de dimensiones variables, según el caso.
- 3.- El diseño final de los muros se presenta en el plano anexo a este informe.
- 4.- Los drenes serán de tubo de albañal y deberán colocarse penetrando 0.50 m por detrás del respaldo del muro, para que capten y eliminen el agua en exceso. Su espaciamiento será a cada metro, de manera vertical, comenzando desde el nivel del

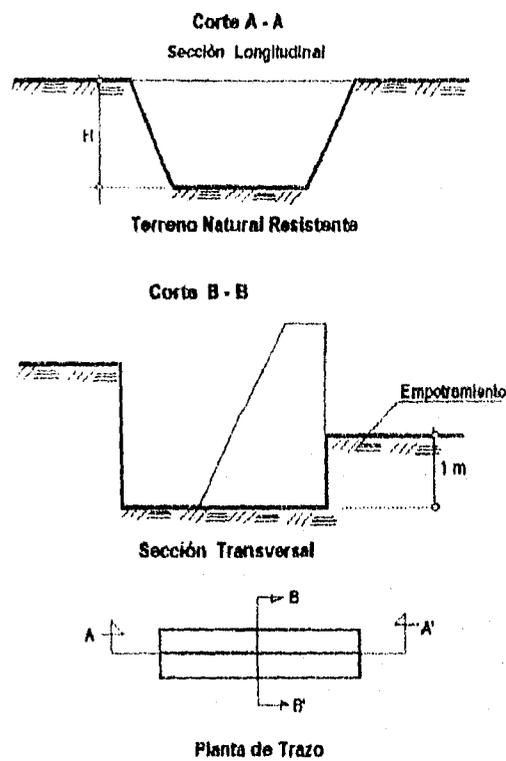
terreno natural y hasta 0.7 H, distribuidos en tresholillo. Su espaciamiento horizontal será a cada tres metros.

- 5.- En el respaldo del muro se le deberá colocar un material granular, sin finos, con partículas mayores a los 3/4", que podrá ser obtenida por medio del cribado de los materiales in-situ, de preferencia "lavados". Este respaldo deberá ser protegido por un "envoltorio" de geotextil tipo pivytec-Geo o similar de 275 gr/m² para asegurar el drenaje y evitar el taponamiento (fig.4).

Procedimiento constructivo

- 1.- La profundidad a excavar, donde quedará alojada la cimentación es de 1 m, dentro de terreno natural resistente y un ancho variable, de acuerdo a cada muro.
- 2.- Construcción de muros de mampostería
Previo a la colocación de la piedra deberá de colocarse una plantilla de concreto, para evitar el desplante de la piedra sobre el terreno directamente.
La piedra deberá colocarse con el debido cuatrapeo, esto con el proposito de evitar que las juntas queden en una sola linea y debiliten la estabilidad del muro. La superficie de la piedra deberá estar limpia de impurezas que no permitan la liga adecuada entre el mortero y la superficie de la piedra, deberá de asentarse la piedra en toda su área, para lo cual será necesario evitar la piedra con cantos rodados y el calzado de las mismas. (ver sifura al final de los puntos)
- 3.- Construcción muros de concreto
Se deberá de colocar una plantilla como frontera entre el terreno y la zapata de desplante.
En la construcción propia del muro deberá tenerse una supervisión estricta tanto de los armados como del control de calidad del concreto que será utilizado en todo el muro.
- 4.- Luego de construido el muro y su cimentación, se procedera a colocar el relleno sobre el respaldo del muro en capas de 30cm. de espesor como máximo compactadas al 90 por ciento de su peso volumetrico seco máximo, hasta alcanzar el nivel de la vialidad.

- 5 - Conforme se vaya avanzando en la altura del relleno a cada metro de altura se realizara una cepa de 30cm. de ancho, que descubra el muro y en ella se colocara malla geotextil para encapsular el material granular, el cual se acomodara y apisonara manualmente.



GRANULOMETRIA

OBRA: HUIXQUILUCAN - MUROS PALMAS

LOCALIZACION: 0 + 670 PESO DE LA MUESTRA: 500 gr

METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO PROF. 3.40 - 3.75 m

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULAD O	QUE PASA
No.	mm	gr	(%)	(%)	(%)
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1				
1"	25.4	0.000	0.000	0.000	100.000
3/4"	19.05	10.800	2.160	2.160	97.840
1/2"	12.70	7.800	1.560	3.720	96.280
3/8"	9.52	14.400	2.880	6.600	93.400
4	4.76	36.800	7.360	13.960	86.040
PASA NO.4		69.800	13.960		
10	2.00	70.800	14.160	28.120	71.880
20	0.840	68.000	13.600	41.720	58.280
40	0.420	116.300	23.260	64.980	35.020
60	0.250	61.800	12.360	77.340	22.660
100	0.149	44.000	8.800	86.140	13.860
200	0.074	54.300	10.860	97.000	3.000
PASA 200		15.000	3.000	100.000	0.000
SUMA		500.000			

CLASIFICACION: ARENA BIEN GRADUADA S.U.C.S. (SW)

GRANULOMETRIA
OBRA: HUIXQUILUCAN - MUROS PALMAS

LOCALIZACION: 0 + 660 PESO DE LA MUESTRA: 500 gr.
 METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO PROF. 3.00 - 3.40 m

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO Ø	QUE PASA
<i>No.</i>	<i>mm</i>	<i>gr</i>	<i>(%)</i>	<i>(%)</i>	<i>(%)</i>
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1	0.000	0.000	0.000	100.000
1"	25.4	19.500	3.900	3.900	96.100
3/4"	19.05	0.000	0.000	3.900	96.100
1/2"	12.70	7.100	1.420	5.320	94.680
3/8"	9.52	19.200	3.840	9.160	90.840
4	4.76	26.100	5.220	14.380	85.620
PASA NO.4		71.900	14.380		
10	2.00	71.800	14.360	28.240	71.260
20	0.840	66.000	13.200	41.940	58.060
40	0.420	112.400	22.480	64.420	35.580
60	0.250	61.900	12.380	76.800	23.200
100	0.149	53.900	10.780	87.580	12.420
200	0.074	56.500	11.300	98.880	1.120
PASA 200		5.600	1.120	100.000	0.000
<i>SUMA</i>		<i>500.000</i>			

CLASIFICACION: ARENA MAL GRADUADA S.U.C.S. (SP)

GRANULOMETRIA

OBRA: HUIXQUILUCAN - MUROS PALMAS

LOCALIZACION: 0 + 655

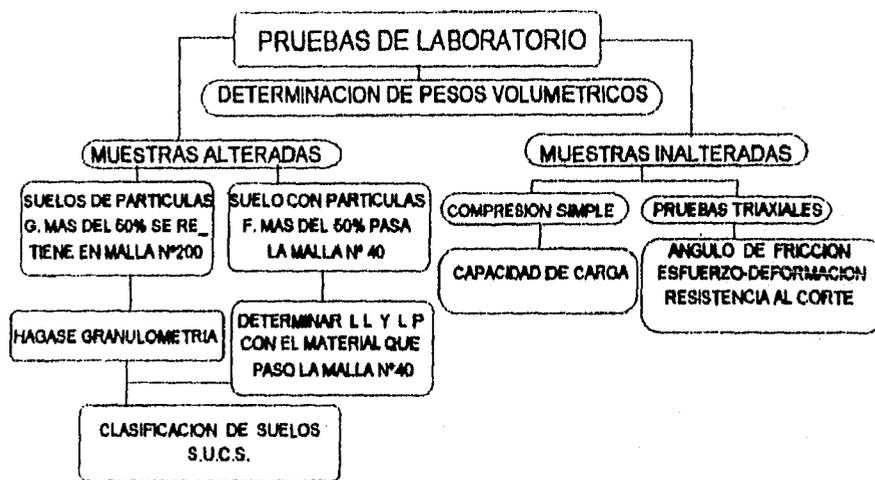
PESO DE LA MUESTRA: 500 gr.

METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO PROF. 1.60 - 1.90 m

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	QUE P A S A
No.	mm	gr	(%)	(%)	(%)
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1				
1"	25.4	0.000	0.000	0.000	100.000
3/4"	19.05	0.000	0.000	0.000	100.00
1/2"	12.70	39.200	7.840	7.840	92.160
3/8"	9.52	14.700	2.940	10.780	89.220
4	4.76	49.200	9.840	20.620	79.380
PASA NO.4		103.100	20.620		
10	2.00	87.700	17.540	38.160	61.840
20	0.840	68.700	13.740	51.900	48.100
40	0.420	102.200	20.440	72.340	27.660
60	0.250	50.600	10.120	82.460	17.540
100	0.149	39.100	7.820	90.280	9.720
200	0.074	41.000	8.200	98.480	1.520
PASA 200		7.600	1.520	100.000	0.000
<i>SUMA</i>		<i>500.000</i>			
CLASIFICACION: ARENA MAL GRADUADA S.U.C.S. (SP)					

RESULTADOS DE CAMPO





Después de describir el proceso de cada prueba de laboratorio y a manera de resumen con el esquema anterior mostramos el estudio realizado en el laboratorio, a las muestras obtenidas en el campo, para la obtención de los resultados que se requieren en el diseño de los muros de contención.

GRANULOMETRIA

OBRA: HUIXQUILUCAN - MUROS PALMAS

LOCALIZACION: 0 + 650

PESO DE LA MUESTRA: 500 gr.

METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO PROF. 1.70 - 1.90 m

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA
<i>No.</i>	<i>mm</i>	<i>gr</i>	(%)	(%)	(%)
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1	0.000	0.000	0.000	100.000
1"	25.4	18.200	3.640	3.640	96.360
3/4"	19.05	9.800	1.960	5.600	94.400
1/2"	12.70	28.100	5.620	11.220	88.780
3/8"	9.52	28.400	5.680	16.900	83.100
4	4.76	49.300	9.860	26.760	73.240
PASA NO.4		133.800	26.760		
10	2.00	107.800	21.560	48.320	51.680
20	0.840	71.000	14.200	62.520	37.480
40	0.420	88.100	17.620	80.140	19.860
60	0.250	39.600	7.920	88.060	11.940
100	0.149	33.100	6.620	94.680	5.320
200	0.074	23.600	4.720	99.400	0.600
PASA 200		3.000	0.600	100.00	0.000
<i>SUMA</i>		<i>500.000</i>			

CLASIFICACION: ARENA MAL GRADUADA S.U.C.S. (SP)

GRANULOMETRIA
OBRA: HUIXQUILUCAN - MUROS PALMAS

LOCALIZACION: **0 + 520** PESO DE LA MUESTRA: **500 gr.**
 METODO EMPLEADO: **POZO A CIELO ABIERTO** PROF. **3.00 - 3.40 m**

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA
<i>No.</i>	<i>mm</i>	<i>gr</i>	<i>(%)</i>	<i>(%)</i>	<i>(%)</i>
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1				
1"	25.4	0.000	0.000	0.000	100.000
3/4"	19.05	35.900	7.180	7.180	92.820
1/2"	12.70	30.700	6.140	13.320	86.680
3/8"	9.52	20.000	4.000	17.320	82.680
4	4.76	104.900	20.980	38.300	61.700
PASA NO.4		191.500	38.300		
10	2.00	135.400	27.080	65.380	34.620
20	0.840	53.400	10.680	76.060	23.940
40	0.420		7.780	83.840	16.160
60	0.250	20.000	4.000	87.840	12.160
100	0.149	19.400	3.880	91.720	8.280
200	0.074	26.100	5.220	96.940	3.060
PASA 200		15.300	3.060	100.000	0.000
SUMA		500.000			

CLASIFICACION: ARENA BIEN GRADUADA S.U.C.S. (SW)

RESULTADOS DE LABORATORIO



■

GRANULOMETRIA
OBRA: HUIXQUILUCAN - MUROS PALMAS

LOCALIZACION: 0 + 670 PESO DE LA MUESTRA: 500 gr.
 METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO PROF. 3.40 - 3.75 m

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA
<i>No.</i>	<i>mm</i>	<i>gr</i>	<i>(%)</i>	<i>(%)</i>	<i>(%)</i>
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1				
1"	25.4	0.000	0.000	0.000	100.000
3/4"	19.05	10.800	2.160	2.160	97.840
1/2"	12.70	7.800	1.560	3.720	96.280
3/8"	9.52	14.400	2.880	6.600	93.400
4	4.76	36.800	7.360	13.960	86.040
PASA NO.4		69.800	13.960		
10	2.00	70.800	14.160	28.120	71.880
20	0.840	68.000	13.600	41.720	58.280
40	0.420	116.300	23.260	64.980	35.020
60	0.250	61.800	12.360	77.340	22.660
100	0.149	44.000	8.800	86.140	13.860
200	0.074	54.300	10.860	97.000	3.000
PASA 200		15.000	3.000	100.000	0.000
SUMA		500.000			

CLASIFICACION: ARENA BIEN GRADUADA S.U.C.S. (SW)

CONTENIDO DE AGUA %W

HOJA 1-1

OBRA: HUIXQUILUCAN - MUROS PALMAS

SONDEO No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD	% W	OBSERVACIONES
PCA-1	1	3.40-3.75	14.00	ARENA CON GRAVA COLOR CAFE CLARO.
PCA-2	1	3.00 -3.40	14.00	ARENA MEDIANA COLOR CAFE OSCURO
PCA-3	1	1.60 -1.90	13.50	ARENA COLOR CAFE CLARO.
PCA-4	1	1.70 -1.90	17.00	ARENA COLOR CAFE CLARO.
PCA-6	1	3.00 -3.40	20.00	LIMO ARCILLOSO CON ARENA Y GRAVA CAFE OSCURO
PCA-7	1	3.00 -3.40	23.00	ARCILLA CON GRAVA CAFE OSCURO.
PCA-8	1	3.40 -7.40	22.00	ARCILLA CON GRAVA CAFE OSCURO.

GRANULOMETRIA

OBRA: HIXQUILUCAN, MUROS PALMAS.

LOCALIZACION: 0 + 670 PESO DE LA MUESTRA: 500 gr.

METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO. PROF. 3.40 - 3.75 m

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA
Nº	mm	gr	(%)	(%)	(%)
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1				
1"	25.4	0.000	0.000	0.000	100.000
3/4"	19.05	10.800	2.160	2.160	97.840
1/2"	12.70	7.800	1.560	3.720	96.280
3/8"	9.52	14.400	2.880	6.600	93.400
4	4.76	36.800	7.360	13.960	86.040
PASA Nº4		69.800	13.960		
10	2.00	70.800	14.160	28.120	71.880
20	0.840	68.000	13.600	41.720	58.280
40	0.420	116.300	23.260	64.980	35.020
60	0.250	61.800	12.360	77.340	22.660
100	0.149	44.000	8.800	86.140	13.860
200	0.074	54.300	10.860	97.000	3.000
PASA 200		15.000	3.000	100.000	0.000
SLMA		500.000			

CLASIFICACION: ARENA BIEN GRADUADA S.U.C.S. (SW).

G R A N U L O M E T R I A

OBRA: HIXQUILICAN, MUROS PALMAS.

LOCALIZACION: 0 + 655 PESO DE LA MUESTRA: 500 gr.

METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO. PROF. 1.60 - 1.90 m

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA
Nº	mm	gr	(%)	(%)	(%)
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1				
1"	25.4	0.000	0.000	0.000	100.000
3/4"	19.05	0.000	0.000	0.000	100.000
1/2"	12.70	39.200	7.840	7.840	92.160
3/8"	9.52	14.700	2.940	10.780	89.220
4	4.76	49.200	9.840	20.620	79.380
PASA Nº4		103.100	20.620		
10	2.00	87.700	17.540	38.160	61.840
20	0.840	68.700	13.740	51.900	48.100
40	0.420	102.200	20.440	72.340	27.660
60	0.250	50.600	10.120	82.460	17.540
100	0.149	39.100	7.820	90.280	9.720
200	0.074	41.000	8.200	98.480	1.520
PASA 200		7.600	1.520	100.000	0.000
SUMA		500.000			

CLASIFICACION: ARENA MAL GRADUADA S.U.C.S. (SP).

GRANULOMETRÍA

OBRA: HIXQUILUCAN, MUROS PALMAS.

LOCALIZACION: 0 + 650 PESO DE LA MUESTRA: 500 gr.

METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO. PROF. 1.70 - 1.90 m

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA
Nº	mm	gr	(%)	(%)	(%)
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1	0.000	0.000	0.000	100.000
1"	25.4	18.200	3.640	3.640	96.360
3/4"	19.05	9.800	1.960	5.600	94.400
1/2"	12.70	28.100	5.620	11.220	88.780
3/8"	9.52	28.400	5.680	16.900	83.100
4	4.76	49.300	9.860	26.760	73.240
PASA Nº4		133.800	26.760		
10	2.00	107.800	21.560	48.320	51.680
20	0.840	71.000	14.200	62.520	37.480
40	0.420	88.100	17.620	80.140	19.860
60	0.250	39.600	7.920	88.060	11.940
100	0.149	33.100	6.620	94.680	5.320
200	0.074	23.600	4.720	99.400	0.600
PASA 200		3.000	0.600	100.000	0.000
SUMA		500.000			

CLASIFICACION: ARENA MAL GRADUADA S.U.C.S. (SP).

G R A N U L O M E T R I A

OBRA: HIXQUILICAN, MUROS PALMAS.

LOCALIZACION: 0 + 520 PESO DE LA MUESTRA: 500 gr.

METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO. PROF. 3.00 - 3.40 m

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA
Nº	mm	gr	(%)	(%)	(%)
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1				
1"	25.4	0.000	0.000	0.000	100.000
3/4"	19.05	35.900	7.180	7.180	92.820
1/2"	12.70	30.700	6.140	13.320	86.680
3/8"	9.52	20.000	4.000	17.320	82.680
4	4.76	104.900	20.980	38.300	61.700
PASA Nº4		191.500	38.300		
10	2.00	135.400	27.080	65.380	34.620
20	0.840	53.400	10.680	76.060	23.940
40	0.420		7.780	83.840	16.160
60	0.250	20.000	4.000	87.840	12.160
100	0.149	19.400	3.880	91.720	8.280
200	0.074	26.100	5.220	96.940	3.060
PASA 200		15.300	3.060	100.000	0.000
SUMA		500.000			

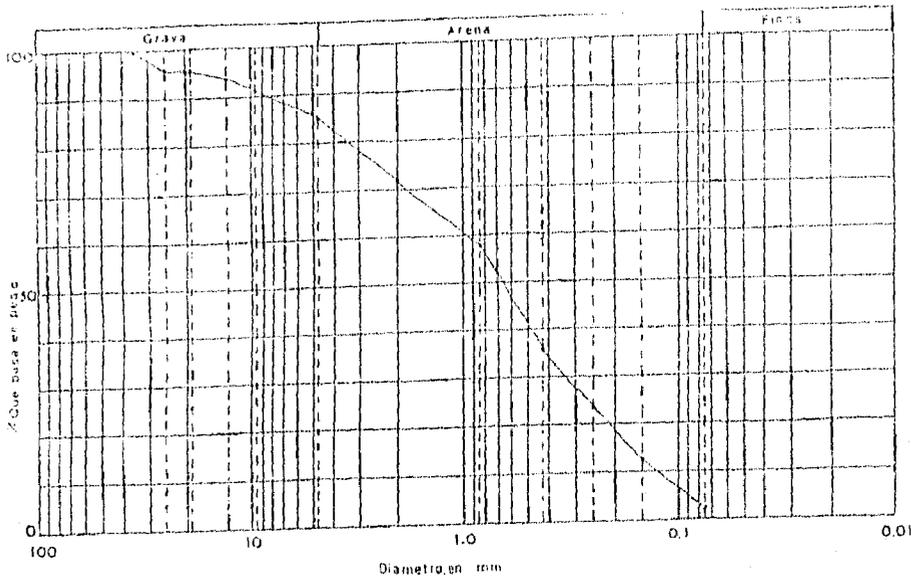
CLASIFICACION: ARENA BIEN GRADUADA S.U.C.S. (SW).

ANALISIS GRANULOMETRICO

OBRA Atlix Quilicura, San Mex.

SONDEO PA-2

LOCALIZACION 01640

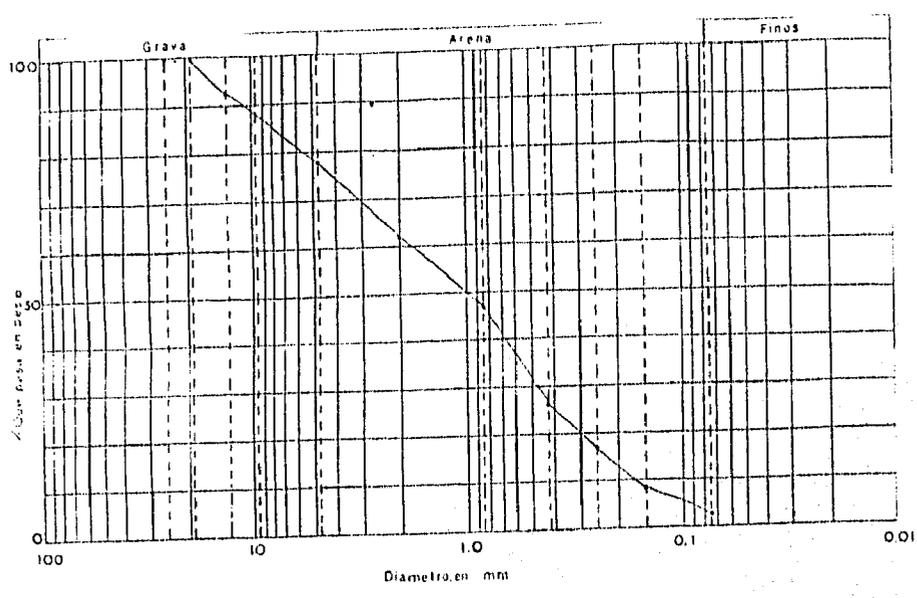


ANALISIS GRANULOMETRICO

OBRA CONSTRUCCION DEL HERRON

SONDEO PCA-3

LOCALIZACION Q. 655



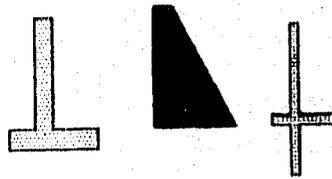
$D_{10} = 0.15$
 $D_{30} = 0.39$
 $D_{60} = 1.80$
 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.80}{0.15} = 12.00$
 $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} = \frac{(0.39)^2}{(1.80 \cdot 0.15)} = 0.56$
 $> 3 = \underline{\hspace{2cm}}$
 $G = 20.62 \%$
 $S = 77.86 \%$
 $F = 1.52 \%$

Clasificación SUCS: ARENA MED. GRANULOSA (SP)

Observaciones: _____

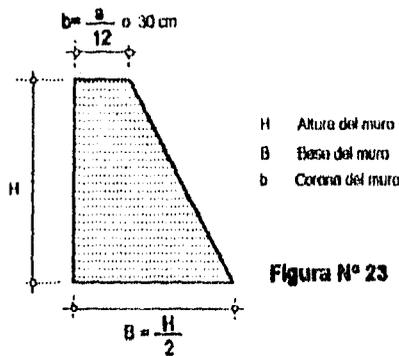
GRANULOMETRIA					
OBRA: HIXQUILUCAN, MUROS PALMAS.					
LOCALIZACION: 0 + 660			PESO DE LA MUESTRA: 500 gr.		
METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO.			PROF. 3.00 - 3.40 m		
MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA
Nº	mm	gr	(%)	(%)	(%)
3"	76.2				
2"	50.8				
1 1/2"	36.1	0.000	0.000	0.000	100.000
1"	25.4	19.500	3.900	3.900	96.100
3/4"	19.05	0.000	0.000	3.900	96.100
1/2"	12.70	7.100	1.420	5.320	94.680
3/8"	9.52	19.200	3.840	9.160	90.840
4	4.76	26.100	5.220	14.380	85.620
PASA Nº4		71.900	14.380		
10	2.00	71.800	14.360	28.740	71.260
20	0.840	66.000	13.200	41.940	58.060
40	0.420	112.400	22.480	64.420	35.580
60	0.250	61.900	12.380	76.800	23.200
100	0.149	53.900	10.780	87.580	12.420
200	0.074	56.500	11.300	98.880	1.120
PASA 200		5.600	1.120	100.000	0.000
SUMA		500.000			
CLASIFICACION: ARENA MAL GRADUADA S.U.C.S. (SP).					

DISEÑO DE MUROS



6.1.- DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

Como primer paso deberemos entender que el diseño de un muro de mampostería, al igual que muchas estructuras se inicia con una sección de prueba con dimensiones tentativas. esta sección es revisada para verificar su estabilidad estructural ante las fuerzas que actúan sobre el muro. La asignación de dimensiones tentativas para la sección de prueba (Fig. No.23), deberán ser tales que la resultante de las fuerzas pase por el tercio medio.



La estabilidad de un muro de mampostería como una unidad se garantiza satisfaciendo los siguientes factores de seguridad:

Factor de seguridad contra volteo	=	1.5
Factor de seguridad contra deslizamiento	=	1.5

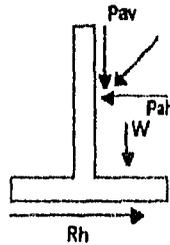
6.1.1. REVISION POR ESTABILIDAD

La presión lateral debido al relleno y sobrecargas tienden a inclinar los muros de mampostería con respecto a su pie, este momento de volteo se le establece equilibrio con el peso del muro y el peso del suelo sobre la base del muro, (Fig. No.24) La práctica común nos permite dimensionar el muro de tal forma que el momento estabilizante total sea un 50% mayor que el momento de volteo, en otras palabras el factor de seguridad contra volteo.

$$F.S. = \frac{\text{Suma de momentos estabilizantes}}{\text{Suma de momentos de volteo}} = 1.50$$

En el cálculo de estabilidad al deslizamiento en suelos cohesivos la adhesión entre la base y el suelo se considera igual a la resistencia por cohesión de la arcilla y ϕ se considera igual a cero. En la evaluación de la resistencia de la cohesión, la posibilidad de reducción en resistencia debido a excavación, exposición de la superficie al agua y alteraciones por construcción deben tomarse en consideración.

La práctica común requiere un factor de seguridad mínimo contra deslizamiento de 1.5 (Fig.No.25). Cuando este factor de seguridad es difícil de obtener, podría construirse un dentellón en la base.



Rh Resistencia horizontal

Pah Fuerzas horizontales

$$F.S. = \frac{Rh}{Pah}$$

Figura N° 25 Estabilidad contra deslizamiento

6.1.3. REVISION POR CAPACIDAD DE CARGA

Un muro de retención debe ser proporcionado para tener un factor de seguridad suficiente contra la falla del suelo de cimentación. Un diseño satisfactorio es aquel en donde el esfuerzo cortante de todo el suelo de cimentación es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes provocados por el muro de retención y el relleno con un margen de seguridad.

El factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga esta definido como q_{ult}/q en ningún caso debe ser menor que 2.0 cuando el suelo de cimentación contiene una gran cantidad de arcilla el factor de seguridad debe ser mayor que 3.0.

6.2.- DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO

Las dimensiones de los muros de concreto bajo condiciones normales se muestra en la (Fig.No.26). Los muros de concreto son diseñados para presiones de tierra activa la cual esta asociada con una pequeña cantidad de inclinación. Es común dar a la cara exterior del muro una pequeña contra deformación para compensar la inclinación del muro hacia afuera.

Las dimensiones tentativas mostradas en la (Fig.No.26) estan basadas en la historia de los muros contruidos satisfactoriamente, podria usarse en la ausencia de otros datos, pero podrian resultar en un sobre diseño. La corona del muro no debe ser menor de 30cm. La base del muro debe ser de una dimension tal que pueda resistir el cortante sin necesidad de refuerzo.

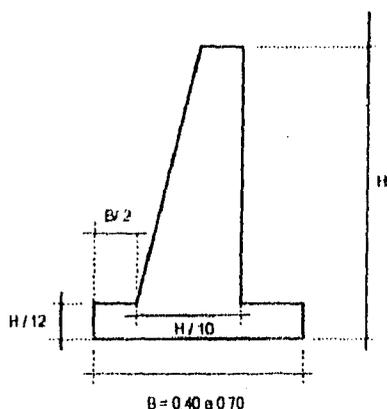


Figura N° 26 Dimensiones de diseño tentativas

Las dimensiones de la base deben ser tales que la resultante de las cargas verticales pase por el tercio medio. Si la resultante pasa fuera del tercio medio, la presión en el pie podría ser bastante, y solamente una parte de la zapata estaría trabajando y los cálculos deberan de hacerse como si se tratara de una zapata cargada excentricamente.

El diseño de muros de concreto consiste de tres elementos estructurales: el cuerpo del muro, el pie y el talón. Cada uno de esos elementos son diseñados como un cantiliver, (Fig.No.27).

Para diseñar la losa de base se debe conocer las presiones de contacto, con la magnitud y el punto de aplicación de la componente vertical de terminada en el análisis de estabilidad, se determina la reacción del suelo considerandola de distribución lineal. La

reacción del suelo es trapezoidal si la fuerza está localizada en el tercio medio de la base. Si la fuerza está fuera del tercio medio, la distribución de presiones es triangular.

El pie es considerado como una viga cantiliver empotrada en la cara frontal del cuerpo y es cargada por una presión vertical hacia arriba menos el peso del pie y el suelo que actúa encima de el talón es una losa cantiliver fijada en el respaldo del cuerpo sujeto a una presión hacia arriba menos el peso del talón y el suelo suprayacente. La parte final del talón está sujeto a la presión lateral abajo del punto h.

El cuerpo es un cantiliver vertical fijo en la base y se asume estar sujeto a una presión lateral actuando sobre la sección vertical, (Fig.No.27).

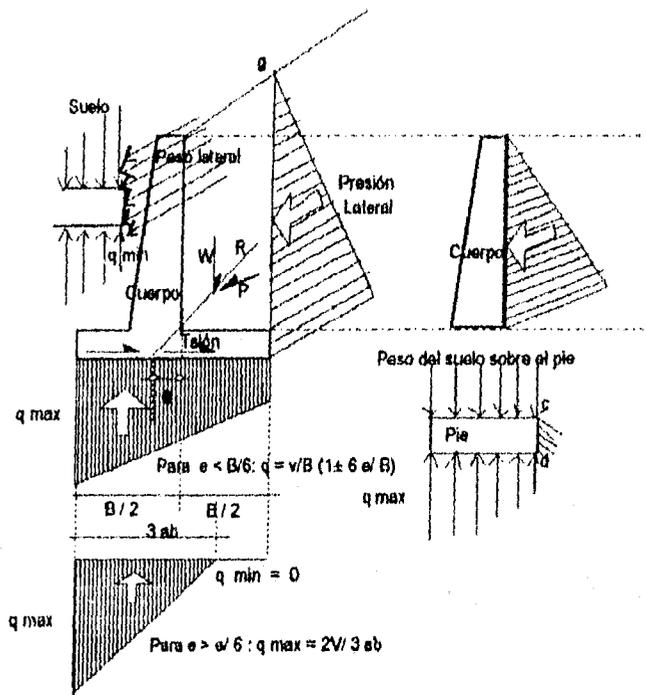


Figura N° 27 Fuerzas actuando sobre un muro cantiliver

MEMORIA DE CALCULO

6.2.1. CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN.

CONCRETO:

$$\begin{aligned} f_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ E_c &= 113137 \text{ kg/cm}^2 \\ \gamma &= 2400 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

VARILLAS :

$$\begin{aligned} f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ E_s &= 2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{FACTOR DE CARGA VERTICAL} = 1.4$$

$$\text{FACTOR DE CARGA HORIZONTAL} = 1.1$$

$$\text{REDUCCION POR FLEXION} = 0.9$$

$$\text{REDUCCION POR CORTANTE} = 0.8$$

$$\text{REDUCCION POR TORSION} = 0.8$$

$$\text{REDUCCION POR APLASTAMIENTO} = 0.7$$

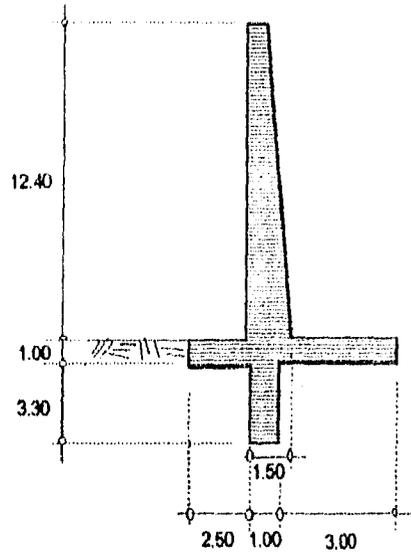
$$\text{REDUCCION POR FLEJO-COMPRESION} = 0.7 \text{ y } 0.8$$

NOTA:

LOS ANALISIS Y DISEÑOS SE REALIZARON CONFORME A LOS REQUISITOS ESPECIFICADOS EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL D.F. Y SUS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS.

ANALISIS DEL MURO MC-1

$\gamma_l = 1.60 \text{ T/m}^3$
 $\gamma_c = 2.40 \text{ T/m}^3$
 $Ff = 0.36$
 $\phi = 30.00$
 $Ea = 57.00 \text{ Ton.}$
 $Y = 4.47 \text{ m}$
 $Kp = 3.00$
 $H = 13.40 \text{ m.}$
 $q = 49.73 \text{ T/m}^2.$



CÁLCULO DE AREAS, FUERZAS Y MOMENTOS.

N°	X m	Y m	AREA m²	γ_l t/M3	PESO T/m	BRAZO m	MOMENTO T.m/m
1	0.50	12.40	6.20	2.40	14.88	2.75	40.92
2	7.00	1.00	7.00	2.40	16.80	3.50	58.80
3	1.00	12.40	6.20	2.40	14.88	3.33	49.55
4	1.00	12.40	6.20	1.60	9.92	3.67	36.41
5	3.00	12.40	37.20	1.60	59.52	5.50	327.36
					116.00		513.04

REVISION DE LA SECCION POR VOLTEO

$Ma = Ea * Y = 254.79 \text{ (T.m/m)}$
 $Mr = 513.04 \text{ (T.m/m)}$
 $F.S. \text{ volteo} = Ma/Mr = 2.01 > 2.00 \text{ BIEN}$

REVISION DE LA SECCION POR DESLIZAMIENTO

$Ep = 0.5 * Kp * \gamma_l * h^2 = 2.40 \text{ (T/m)}$
 $F = Ff * P = 42.22 \text{ (T/m)}$

$$F_t = F + E_p = 44.62 \text{ (T/m)}$$

$$\text{F.S. deslizamiento} = F_t/E_a = 0.78 < 1.5 \text{ No pasa se propone dentellon.}$$

$$h = 3.30 \text{ m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

RECALCULANDO EL DESLIZAMIENTO

$$E_p = 0.5 \cdot K_p \cdot \gamma_t \cdot h^2 = 44.58 \text{ (T/m)}$$

$$F = F_t \cdot P = 42.22 \text{ (T/m)}$$

$$F_t = F + E_p = 86.80 \text{ (T/m)}$$

$$\text{F.S. deslizamiento} = F_t/E_a = 1.52 > 1.5 \text{ BIEN}$$

CÁLCULO DE LA RESULTANTE

$$R = \sqrt{(P^2 + E_a^2)} = 129.25 \text{ (T/m)}$$

$$\alpha = \text{ANG TAN}(P/E_a) = 63.83^\circ$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$X_i \cdot P - E_a \cdot Y = Z \cdot R$$

$$X_i = M_r/P = 4.42 \text{ m}$$

$$Z = (X_i \cdot P - E_a \cdot Y)/R = 2.00 \text{ m}$$

$$a = Z/\text{SEN}\alpha = 2.38 > 2.33 \Rightarrow \text{LA RESULTANTE CAE EN EL TERCIO MEDIO}$$

CÁLCULO DEL ESFUERZO MAXIMO EN LA BASE

$$q_{\text{max}} = (P/B) \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 32.55 \text{ T/m}^2 < 49.73 \text{ T/m}^2 \text{ BIEN}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO

$$M_a = E_a \cdot Y = 157.79 \text{ (T.m/m)}$$

$$M_u = M_a \cdot F.CARGA = 276.91 \text{ (T.m/m)}$$

SECCION DE 100x150 cm $p = .0047$

CONSIDERANDO UN RECUBRIMIENTO DE 5cm SE TIENE : $d = 145$ cm

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 68.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 12 @ 18 cm

REVISANDO CORTANTE

$$V_a = 57.00 \text{ T/m}$$

$$V_u = 79.80 \text{ T/m}$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot F.R. \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 73.36 < V_u \text{ SE REQUIEREN ESTRIBOS}$$

ARFA DE ACERO POR TEMPERATURA

$$A_s = \frac{660 \cdot X_1}{f_y (100 + X_1)} \cdot F \cdot 100 = 14.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 5 @ 25 cm

DISENO ESTRUCTURAL DEL PIE Y TALON

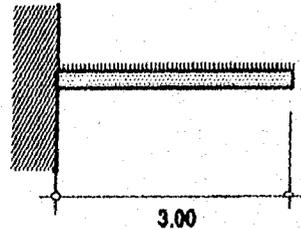
DISENO DEL TALON

CARGAS QUE ACTUAN POR GRAVEDAD

$$\begin{aligned} W_{\text{relleno}} &= 19.84 \text{ T/m} \\ W_{\text{zapata}} &= 2.40 \text{ T/m} \\ W_{\text{total}} &= 22.24 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$M = WL^2 / 2 = 100.08 \text{ (T.m/m)}$$

$$M_u = M \cdot F.C. = 140.11 \text{ (T.m/m)}$$



SECCION DE 100 x 100 cm $p = 0.0043$

CONSIDERANDO UN RECUBRIMIENTO DE 5cm SE TIENE : $d = 95$ cm

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 40.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 12 @ 25 cm

REVISANDO CORTANTE

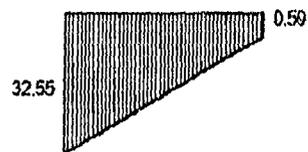
$$V_a = 45.59 \text{ T/m}$$

$$V_u = 63.83 \text{ T/m}$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot F.R. \cdot b \cdot d \cdot /f_c = 48.07 < V_u \text{ SE REQUIEREN ESTRIBOS}$$

DISEÑO DEL PIE

DIAGRAMA DE ESFUERZOS



$$M = WL^2/2 + WL \cdot 2/3 = 89.73 \text{ (T.m/m)}$$

$$M_u = M \cdot F.C. = 125.62 \text{ (T.m/m)}$$

SECCION DE 160x100 cm $\rho = .0041$

CONSIDERANDO UN RECUBRIMIENTO DE 5cm SE TIENE : $d = 95 \text{ cm}$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 38.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 12 @ 25 cm

REVISANDO CORTANTE

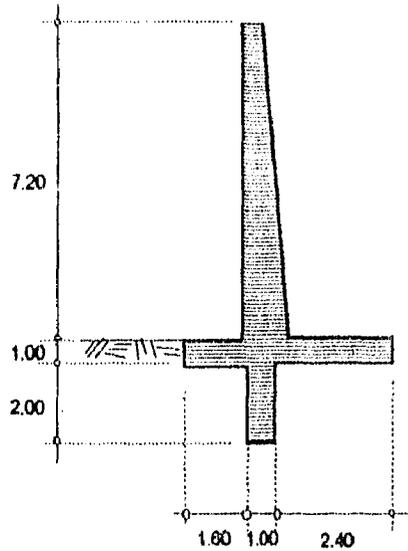
$$V_a = 44.97 \text{ T/m}$$

$$V_u = 62.95 \text{ T/m}$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot F.R. \cdot b \cdot d \cdot /f_c = 48.07 < V_u \text{ SE REQUIEREN ESTRIBOS}$$

ANÁLISIS DEL MURO MC-2

- γ_t = 1.60 T/m³
- γ_c = 2.40 T/m³
- Ff = 0.36
- ϕ = 30.00
- Ea = 25.20 Ton.
- Y = 2.73 m
- Kp = 3.00
- H = 8.20 m.
- q = 49.73 T/m².



CÁLCULO DE AREAS, FUERZAS Y MOMENTOS.

N°	X m	Y m	AREA m²	γ_i t/M ³	PISO T/m	BRAZO m	MOMENTO T.m/m
1	0.50	7.20	3.60	2.40	8.64	1.85	15.98
2	5.00	1.00	5.00	2.40	12.00	2.50	30.00
3	0.50	7.20	1.80	2.40	4.32	2.27	9.81
4	0.50	7.20	1.80	1.60	2.88	2.43	7.00
5	2.40	7.20	17.28	1.60	27.65	3.80	105.06
					55.49		167.85

REVISION DE LA SECCION POR VOLTEO

$M_a = E_a * Y = 68.88 \text{ (T.m/m)}$
 $M_r = 167.85 \text{ (T.m/m)}$
 F.S. volteo = $M_a/M_r = 2.44 > 2.00$ BIEN

REVISION DE LA SECCION POR DESLIZAMIENTO

$E_p = 0.5 * K_p * t^2 = 2.40 \text{ (T/m)}$
 $F = F_t * P = 20.20 \text{ (T/m)}$
 $F_t = F + E_p = 22.60 \text{ (T/m)}$

$$F.S. \text{ deslizamiento} = Ft / Ea = 0.90 < 1.5 \quad \text{No pasa se propone dentellon}$$

h= 2.00 m b= .70 m

RECALCULANDO EL DESLIZAMIENTO

$$Ep = 0.5 * Kp * \gamma * h^2 = 21.60 \quad (T/m)$$

$$F = Ft * P = 20.20 \quad (T/m)$$

$$Ft = F + EP = 41.80 \quad (T/m)$$

$$F.S. \text{ deslizamiento} = Ft / Ea = 1.66 > 1.5 \quad \text{BIEN}$$

CÁLCULO DE LA RESULTANTE

$$R = \sqrt{(P^2 + Ea^2)} = 60.94 \quad (T/m)$$

$$\alpha = \text{ANG TAN}(P/ Ea) = 65.57^\circ$$

$$\Sigma Ma = 0$$

$$Z = Xi * P - Ea * Y = Z * R$$

$$Xi = Mr/P = 3.03 \text{ m}$$

$$Z = (Xi * P - Ea * Y) / R = 1.62 \text{ m}$$

$$a = Z / \text{SEN} \alpha = 1.78 > 1.67 \Rightarrow \text{LA RESULTANTE CAE EN EL TERCIO MEDIO}$$

CÁLCULO DEL ESFUERZO MAXIMO EN LA BASE

$$q_{\text{max}} = (P/B) * (1 + 6 * e/B) = 20.64 \text{ T/m}^2 < 49.73 \text{ T/m}^2 \quad \text{BIEN}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO

$$Ma = Ea * Y' = 43.68 \quad (T.m/m)$$

$$Mu = Ma * F > \text{CARGA} = 61.15 \quad (T.m/m)$$

SECCION DE 100 x 100 cm p = 0.0026

CONSIDERANDO UN RECUBRIMIENTO DE 5cm SE TIENE: d = 95 cm

$$As = p * b * d = 14.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 8 @ 20 cm

REVISANDO CORTANTE

$$V_a = 25.20 \text{ T/m}$$

$$V_u = 35.28 \text{ T/m}$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot F_{Rd} \cdot b \cdot d \cdot f_{tc} = 48.07 > V_u \text{ NO SE REQUIEREN ESTRIBOS}$$

AREA DE ACERO POR TEMPERATURA

$$A_s = \frac{660 \cdot X_1}{f_y(100 + X_1)} \cdot F \cdot 100 = 11.79 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 5 @ 30 cm

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PIE Y TALON

DISEÑO DEL TALON

CARGAS QUE ACTUAN POR GRAVEDAD

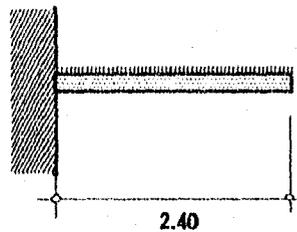
$$W_{\text{relleno}} = 11.52 \text{ T/m}$$

$$W_{\text{zapata}} = 2.40 \text{ T/m}$$

$$W_{\text{total}} = 13.92 \text{ T/m}$$

$$M = WL^2/2 = 40.09 \text{ (T.m/m)}$$

$$M_u = M \times \text{F.C.} = 56.13 \text{ (T.m/m)}$$



$$\text{SECCION DE } 100 \times 100 \text{ cm} \quad p = 0.0024$$

CONSIDERANDO UN RECUBRIMIENTO DE 5 cm SE TIENE: $d = 95 \text{ cm}$

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 22.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 8 @ 20 cm

REVISANDO CORTANTE

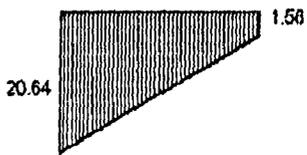
$$V_a = 28.54 \text{ T/m}$$

$$V_u = 39.95 \text{ T/m}$$

$$V_{cr} = 0.5 * F.R. * b * d * \sqrt{f'_c} = 48.07 > V_u \text{ NO SE REQUIEREN ESTRIBOS}$$

DISEÑO DE PIE

DIAGRAMA DE ESFUERZOS



$$M = WL^2/2 + WL^2/3 = 23.81 \text{ (T.m/m)}$$

$$M_u = M * F.C = 33.34 \text{ (T.m/m)}$$

$$\text{SECCION DE } 100 \times 100 \text{ cm} \quad p = .0024$$

CONSIDERANDO UN RECUBRIMIENTO DE 5 cm SE TIENE: $d = 95 \text{ cm}$

$$A_s = p * b * d = 22.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 8 @ 20 cm

REVISANDO CORTANTE

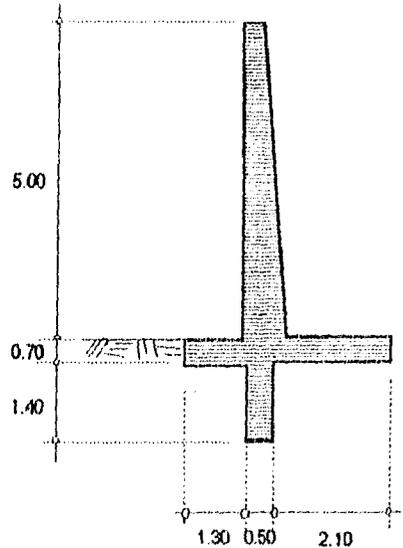
$$V_a = 12.61 \text{ T/m}$$

$$V_u = 17.65 \text{ T/m}$$

$$V_{cr} = 0.5 * F.R. * b * d * \sqrt{f'_c} = 48.07 > V_u \text{ NO SE REQUIEREN ESTRIBOS.}$$

ANALISIS DEL MURO MC-3

γ_t = 1.60 T/m³
 γ_c = 2.40 T/m³
 Ff = 0.36
 ϕ = 30.00
 Ea = 14.20 Ton.
 Y = 2.00 m
 Kp = 3.00
 H = 6.00 m.
 q = 49.73 T/m².



CÁLCULO DE AREAS, FUERZAS Y MOMENTOS.

N°	X m	Y m	AREA m ²	γ_i t/M ³	PESO T/m	BRAZO m	MOMENTO T.m/m
1	0.50	5.30	2.65	2.40	6.36	1.55	9.86
2	3.90	0.70	2.73	2.40	6.55	1.95	12.78
3	2.10	5.30	11.13	1.60	17.81	2.85	50.75
04	--	--	--	--	--	--	--
5	--	--	--	--	--	--	--
					30.72		73.39

REVISION DE LA SECCION POR VOLTEO

$Ma = Ea * Y = 28.40$ (T.m/m)
 $Mr = 73.39$ (T.m/m)
 $F.S. \text{ volteo} = Ma/Mr = 2.58 > 2.00$ BIEN

REVISION DE LA SECCION POR DESLIZAMIENTO

$Ep = 0.5 * Kp * \gamma_t * h^2 = 2.40$ (T/m)
 $F = Ft * P = 11.18$ (T/m)
 $Ft = F + Ep = 13.58$ (T/m)

$$\text{F.S. deslizamiento} = Ft / Ea = 0.96 < 1.5 \quad \text{No pasa se propone dentellon}$$

$$h = 1.40 \text{ m} \quad b = 0.70 \text{ m}$$

RECALCULANDO EL DESLIZAMIENTO

$$Ep = 0.5 * Kp * \gamma t * h^2 = 13.82 \quad (\text{T/m})$$

$$F = Ft * P = 11.18 \quad (\text{T/m})$$

$$Ft = F + EP = 25.01 \quad (\text{T/m})$$

$$\text{F.S. deslizamiento} = Ft / Ea = 1.76 > 1.5 \quad \text{BIEN}$$

CÁLCULO DE LA RESULTANTE

$$R = \sqrt{(P^2 + Ea^2)} = 33.84 \quad (\text{T/m})$$

$$\alpha = \text{ANG TAN}(P / Ea) = 65.19^\circ$$

$$\Sigma Ma = 0$$

$$Z = Xi * P - Ea * Y = Z * R$$

$$Xi = Mr/P = 2.39 \text{ m}$$

$$Z = (Xi * P - Ea * Y) / R = 1.33 \text{ m}$$

$$a = Z / \text{SEN} \alpha = 1.46 > 1.30 \Rightarrow \text{LA RESULTANTE CAE EN EL TERCIO MEDIO}$$

CÁLCULO DEL ESFUERZO MAXIMO EN LA BASE

$$q_{\text{max}} = (P/B) * (1 + 6 * e/B) = 13.76 \text{ T/m}^2 < 49.73 \text{ T/m}^2 \quad \text{BIEN}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO

$$Ma = Ea * Y' = 18.46 \quad (\text{T.m/m})$$

$$Mu = Ma * F > \text{CARGA} = 25.84 \quad (\text{T.m/m})$$

$$\text{SECCION DE } 100 \times 100 \text{ cm} \quad p = 0.0035$$

$$\text{CONSIDERANDO UN RECUBRIMIENTO DE } 5 \text{ cm SE TIENE: } d = 95 \text{ cm}$$

$$As = p * b * d = 15.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 6 @ 15 cm

REVISANDO CORTANTE

$$V_a = 14.20 \text{ T/m}$$

$$V_u = 19.88 \text{ T/m}$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot F > R > \cdot b \cdot d \cdot f'_{c} = 48.07 > V_u \text{ NO SE REQUIEREN ESTRIBOS}$$

AREA DE ACERO POR TEMPERATURA

$$A_s = \frac{660 \cdot X_1}{f_y (100 + X_1)} \cdot F \cdot 100 = 7.86 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE #3 @ 18 cm

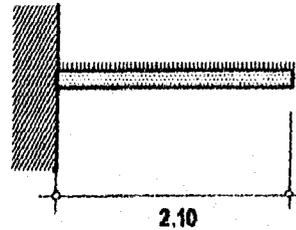
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PIE Y TALON

DISEÑO DEL TALON

CARGAS QUE ACTUAN POR GRAVEDAD

$$\begin{aligned} W_{\text{relleno}} &= 8.48 \text{ T/m} \\ W_{\text{zapata}} &= 1.68 \text{ T/m} \\ W_{\text{total}} &= 10.16 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= WL^2/2 = 22.40 \text{ (T.m/m)} \\ M_u &= M \times \text{F.C.} = 31.36 \text{ (T.m/m)} \end{aligned}$$



$$\text{SECCION DE } 100 \times 100 \text{ cm} \quad p = 0.0025$$

CONSIDERANDO UN RECUBRIMIENTO DE 5 cm SE TIENE: $d = 65 \text{ cm}$

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 16.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 6 @ 15 cm

REVISANDO CORTANTE

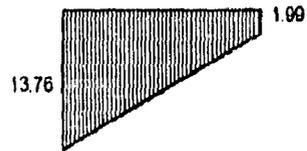
$$V_a = 14.73 \text{ T/m}$$

$$V_u = 20.62 \text{ T/m}$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot F.R. \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} = 32.89 > V_u \text{ NO SE REQUIEREN ESTRIBOS}$$

DISEÑO DE PIE

DIAGRAMA DE ESFUERZOS



$$M = WL^2/2 + WL^2/3 = 10.50 \text{ (T.m/m)}$$

$$M_u = M \times F.C = 14.70 \text{ (T.m/m)}$$

$$\text{SECCION DE } 100 \times 100 \text{ cm} \quad p = .0024$$

CONSIDERANDO UN RECUBRIMIENTO DE 5 cm SE TIENE: $d = 65 \text{ cm}$

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 15.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

SE PROPONE UNA ARMADO DE # 6 @ 15 cm

REVISANDO CORTANTE

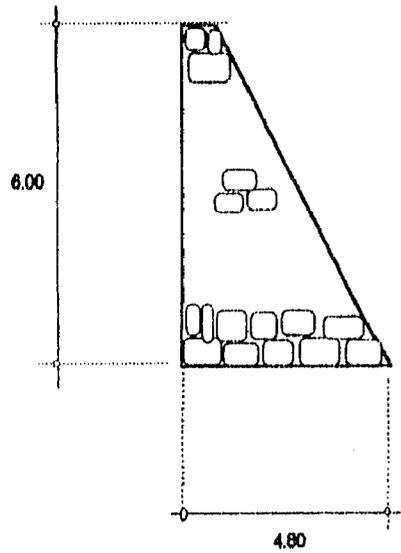
$$V_a = 8.65 \text{ T/m}$$

$$V_u = 12.11 \text{ T/m}$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot F.R. \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} = 32.89 > V_u \text{ NO SE REQUIEREN ESTRIBOS.}$$

ANALISIS DEL MURO MC-4

- γ_t = 1.60 T/m³
- γ_c = 2.30 T/m³
- Ff = 0.36
- ϕ = 30.00°
- Ea = 14.20 Ton
- Y = 2.00 m
- Kp = 3.00
- H = 6.00 m
- q = 49.73 T/m²



CÁLCULO DE AREAS, FUERZAS Y MOMENTOS.

N°	X m	Y m	AREA m ²	γ T/M ³	PESO T/m	BRAZO m	MOMENTO T.m/m
1	0.50	6.00	3.00	2.20	6.60	0.25	1.65
2	4.30	6.00	12.90	2.20	28.38	1.93	54.77
3	4.30	6.00	12.90	1.60	20.64	3.37	69.56
04	--	--	--	--	--	--	--
5	--	--	--	--	--	--	--
					55.62		125.98

REVISION DE LA SECCION POR VOLTEO

$M_a = E_a \cdot Y = 28.40$ (T.m/m)
 $M_r = 125.98$ (T.m/m)
 F.S. volteo = $M_a / M_r = 4.44 > 2.00$ BIEN

REVISION DE LA SECCION POR DESLIZAMIENTO

$E_p = 0.5 \cdot K_p \cdot \gamma_t \cdot h^2 = 2.40$ (T/m)
 $F = F_t \cdot P = 20.24$ (T/m)
 $F_t = F + E_p = 22.64$ (T/m)
 F.S. deslizamiento = $F_t / E_a = 1.59 < 1.5$ BIEN

CÁLCULO DE LA RESULTANTE

$$R = \sqrt{(P^2 + Ea^2)} = 57.40 \text{ (T/m)}$$

$$\alpha = \text{ANG TAN}(P/Ea) = 75.68^\circ$$

$$\sum M_a = 0$$

$$Z = X_i * P - Ea * Y = Z * R$$

$$X_i = Mr/P = 2.27 \text{ m}$$

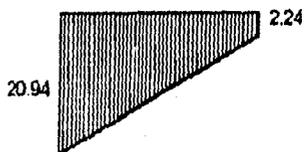
$$Z = (X_i * P - Ea * Y)/R = 1.70 \text{ m}$$

$$a = Z/\text{SEN}\alpha = 1.75 > 1.60 \Rightarrow \text{LA RESULTANTE CAE EN EL TERCIO MEDIO}$$

CÁLCULO DEL ESFUERZO MAXIMO EN LA BASE

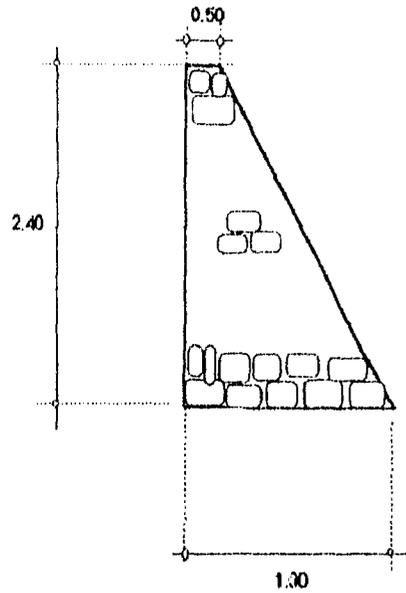
$$q_{\text{max}} = (P/B) * (1 + 6 * e/B) = 20.94 \text{ T/m}^2 < 49.73 \text{ T/m}^2 \quad \text{BIEN}$$

DIAGRAMA DE ESFUERZOS



ANALISIS DEL MURO MC-5

- γ_l = 1.60 T/m³
- γ_c = 2.20 T/m³
- Ff = 0.36
- ϕ = 30.00°
- Ea = 3.40Ton.
- Y = 0.73 m
- Kp = 3.00
- H = 2.20 m.
- q = 49.73 T/m².



CÁLCULO DE AREAS, FUERZAS Y MOMENTOS.

N°	X m	Y m	AREA m ²	γ_l t/M ³	PESO T/m	BRAZO m	MOMENTO T.m/m
1	0.50	2.20	1.10	2.20	2.42	0.25	0.61
2	1.40	2.20	1.54	2.20	3.39	0.97	3.29
3	1.40	2.20	1.54	1.60	2.46	1.43	3.52
04	--	--	--	--	--	--	--
5	--	--	--	--	--	--	--
					8.27		7.41

REVISION DE LA SECCION POR VOLTEO

$M_a = E_a \cdot Y = 2.49 \text{ (T.m/m)}$
 $M_r = 7.41 \text{ (T.m/m)}$
 F.S. volteo = $M_a/M_r = 2.97 > 2.00$ BIEN

REVISION DE LA SECCION POR DESLIZAMIENTO

$E_p = 0.5 \cdot K_p \cdot \gamma_l \cdot h^2 = 2.40 \text{ (T/m)}$
 $F = F_t + P = 3.01 \text{ (T/m)}$
 $F_t = F + E_p = 5.41 \text{ (T/m)}$
 F.S. deslizamiento = $F_t / E_a = 1.59 < 1.5$ BIEN

CÁLCULO DE LA RESULTANTE

$$R = \sqrt{P^2 + Ee^2} = 8.94 \text{ (T/m)}$$

$$\alpha = \text{ANG TAN}(P/Ea) = 67.66^\circ$$

$$\Sigma Ma = 0$$

$$Z = X_i \cdot P - Ee \cdot Y = Z \cdot R$$

$$X_i = Mr/P = 0.90 \text{ m}$$

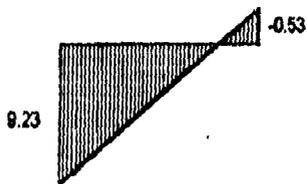
$$Z = (X_i \cdot P - Ee \cdot Y)/R = 0.55 \text{ m}$$

$$a = Z/\text{SEN}\alpha = 0.59 > 0.63 \Rightarrow \text{LA RESULTANTE CAE EN EL TERCIO MEDIO}$$

CÁLCULO DEL ESFUERZO MAXIMO EN LA BASE

$$q_{\text{max}} = (P/B) \cdot (1 + 6 \cdot a/B) = 9.23 \text{ T/m}^2 < 49.73 \text{ T/m}^2 \quad \text{BIEN}$$

DIAGRAMA DE ESFUERZOS



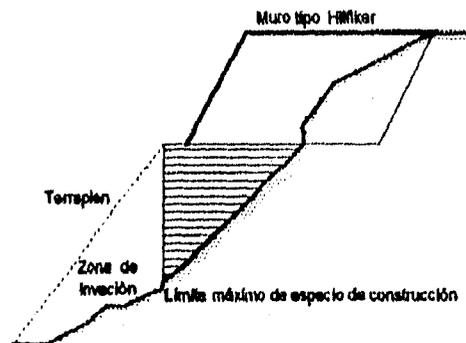
MUROS HILFIKER

El muro tipo hilfiker puede ser una alternativa funcional con la seguridad necesaria y con un costo admisible, en casos donde no se dispone del espacio necesario para derrames de material en la construcción de los taludes en un terrapien, cosa que ocurre con frecuencia en una zonas urbanas o porque tales derrames resultarían demasiado largos, angostos e inseguros y difíciles de construir como sucede en secciones en balcón sobre laderas de fuerte pendiente.

Otros casos pueden ser en los puentes, pasos a desnivel, alcantarillas y otras estructuras que en ocasiones se trata de evitar taludes con derrames importantes, sea por no disponer de espacios para ellos, o para no invadir causes y zonas incavenientes o por ahorro en el movimiento de tierras.

El muro hilfiker es un variante del sistema tradicional denominado tierra armada, en cuanto a sus elementos prefabricados, pero similar en cuanto a su principio de funcionamiento estructural.

El sistema hilfiker lo forma un material de construcción compuesto por un relleno de suelo reforzado con mallas que interactúan con el suelo, por medio de una resistencia friccional, el cual es capaz de soportar fuerzas de tensión importantes que aparecen en un relleno como los hemos descrito, dando al conjunto de tierra y elementos la resistencia a la tensión que el suelo carece en sí mismo con la ventaja de que la colocación de este refuerzo puede ser en las direcciones más convenientes.



Sección en Balcón

PRINCIPIOS DEL FUNCIONAMIENTO DE LOS MUROS HILFIKER.

La fricción existente entre la tierra y los refuerzos es el fenómeno esencial del funcionamiento de los muros hilfiker, las fuerzas de fricción que se desarrollan dentro de la masa del suelo son transmitidas a los refuerzos por la fricción generada entre las caras de los granos del suelo. Los refuerzos son entonces sujetos a esfuerzos de tensión, y la masa entera del suelo se comporta como si tuviera en las direcciones de los refuerzos una cohesión proporcional a la resistencia de los refuerzos a la tensión.

Las medidas que han sido tomadas en modelos reducidos a escala o en las actuales estructuras han demostrado que las fuerzas de tensión en los refuerzos varía de un extremo a otro. En el extremo libre del refuerzo la tensión es cero y en el punto de enlace al paramento la fuerza de tensión dependerá del espaciamiento de los refuerzos, siendo mayor la tensión entre mas grande sea el espaciamiento entre refuerzos. De esta manera si los refuerzos estuvieran muy cercanos la fuerza de tensión sería cercana a cero o cero y el paramento no sería necesario, por otro lado, si los refuerzos estuvieran muy espaciados la fuerza de tensión en este punto sería importante. Lo anterior muestra que los componentes fundamentales son la tierra y los refuerzos, siendo el paramento de menor importancia. El equilibrio local existente de los refuerzos muestra que la variación de las fuerzas de tensión produce esfuerzos cortantes en ambos lados del refuerzo y en la masa del suelo vecina a los refuerzos.

Este esfuerzo cortante lo podemos expresar de la siguiente manera considerandolos ser el mismo en ambos lados del refuerzo:

$$\tau = \frac{1}{2b} \frac{dT}{dl}$$

siendo:

T : la fuerza de tensión en el punto considerado del refuerzo

l : abscisa del punto considerado.

b : ancho del refuerzo.

La existencia del esfuerzo cortante requiere de un desplazamiento relativo del refuerzo con respecto a la tierra, esto muestra que la deformabilidad del refuerzo toma parte en la distribución de las fuerzas de tensión a lo largo del refuerzo.

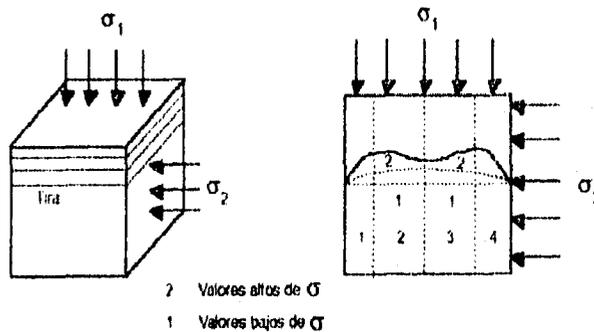
El principio de los muros hilfiker es construir con un medio granular el cual es incapaz de soportar fuerza de tensión en si mismo, creando un medio que posea una cohesión debido al refuerzo flexible, el cual puede resistir la tensión.

Estudios han demostrado la forma en la cual la cohesión aparece localmente en la masa de arena reforzada en una prueba de cortante bajo condiciones de deformación plana.

Un estudio de la distribución de las fuerzas de tensión en los refuerzos de acuerdo con el metodo del elemento finito mostro los siguientes resultados:

- a) Para valores bajos de los esfuerzos verticales todas las curvas de tensión presentan un máximo sobre el eje de la muestra. La dirección de los esfuerzos cortantes (ejercido sobre el refuerzo) imposibilitaba separar la muestra en dos partes simétricas las cuales estaban conectadas por los refuerzos.
- b) Para valores altos de los esfuerzos verticales todas las curvas de tensión presentaban dos máximos y un mínimo sobre el eje de la muestra. Por lo tanto era posible esperarla en cuatro zonas de acuerdo a la dirección de los esfuerzos cortantes (fig No.30).

La existencia de estas zonas conectadas por los refuerzos es un aspectos fundamental de la Tierra Armada. Una de las principales características de los macisos de tierra armada es que las fronteras entre sus zonas es variable de acuerdo con la geometría de la masa, las solicitaciones ejercidas, las características del material de relleno, la fricción suelo-armadura, etc..., estas fronteras representan ya sea la posición de la fuerza de tensión mínima relativa o la posición de su máxima. En el último caso esta es una superficie potencial de falla de los refuerzos del macizo armado.



A. Muestra de tierra armada en prueba biaxial (deformación plana)

B. Distribución de las fuerzas de tensión método del elemento finito

Fuerzas de tensión en los refuerzos de una muestra de arena reforzada en una prueba biaxial.

MÉTODOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA ARMADA

Las investigaciones realizadas en estructuras de tierra armada han conducido a la creación de dos métodos de diseño.

☞ "El Método de los esfuerzos de trabajo", basado esencialmente en los resultados de experimentos en prototipos, en estructuras lejanas a la falla.

☞ "El Método de los planos de falla", basado en la consideración de superficies potenciales de falla y comprende la falla por rotura de los refuerzos y la falla por deslizamiento de los mismos.

Método de los Esfuerzos de trabajo

Este método conduce a la determinación de la fuerza de tensión máxima en las tiras y la longitud de adherencia de estas requerida.

Este método es bien aplicado para el diseño de los muros de retención tradicionales y para el diseño de estructuras cargadas por carga concentrada, por ejemplo: estribos de puente. El prediseño de la estructura de tierra armada considera una masa de geometría rectangular con un ancho B igual a $0.7H$ (H siendo la altura total de la estructura).

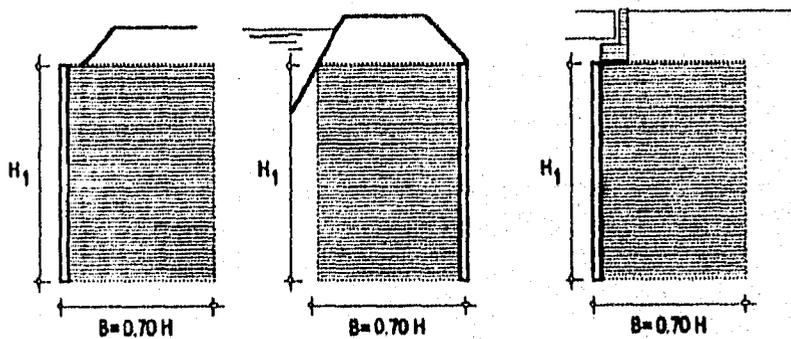


Figura N° 28 Prediseño de una estructura de tierra armada

CÁLCULO DE LA FUERZA DE TENSION MÁXIMA EN LOS ESFUERZOS

El valor de T-max. es cálculo considerando un prisma de altura ΔH (correspondiente al espacio vertical entre dos capas de refuerzos) comprendiendo la capa de refuerzo, limitada por un lado el paramento y por el otro lado, por el punto M localizado en el lugar de la fuerza de tensión máxima.

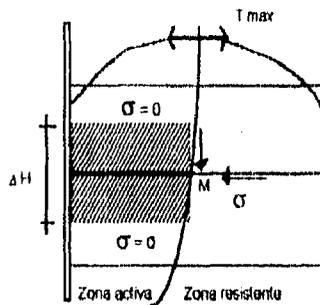


Figura N° 29 Equilibrio de un prisma elemental y cálculo de la Tensión Máxima

En el punto M no hay esfuerzos cortantes ejercidos sobre el refuerzo por el suelo ($\sigma = dT / dL = 0$) y los esfuerzos principales en este punto serán verticales (σ_v) y horizontales (σ_h).

Por otro lado, por razones de simetría, puede ser considerado que no hay esfuerzos cortantes actuando sobre las caras horizontales del prisma. Esta consideración ha sido aproximadamente verificada en pruebas realizadas en modelos mediante fotoelasticidad.

El equilibrio del prisma (1m de ancho) muestra que los esfuerzos horizontales (σ_v) ejercidos en la parte posterior de la superficie son equilibrados por las fuerzas de tensión máxima (T_{max}) en los n refuerzos por metro lineal.

Esto conduce a la fórmula:

$$T_{max} = \frac{1}{n} \cdot \Delta H \cdot \sigma_h \dots \dots (1)$$

La determinación del valor de los esfuerzos horizontales es semiempírico. El esfuerzo (σ) está relacionado con los esfuerzos verticales mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_h = K\sigma_v$$

K es un coeficiente experimental, deducido de los experimentos en prototipos dado por la fórmula:

para: $Z < Z_0$

$$K = K_0 \left(1 - \frac{Z}{Z_0} \right) + K_a \frac{Z}{Z_0}$$

para: $Z > Z_0$ $K = K_a$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi \quad K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right)$$

con:

Z : profundidad crítica a partir de la parte superior del paramento.

Z₀ : profundidad crítica (6m.)

σ : esfuerzo vertical total.

Los esfuerzos verticales son calculados sobre la base de la distribución de Meyerhoff, considerando el equilibrio de los momentos de fuerzas ejercidas sobre la porción de masa de Tierra Armada sobre las tiras de refuerzo consideradas. De esta manera para el caso de muros de retención con superficie libre horizontal el valor de σ estará dado por la fórmula:

$$\sigma_v = \gamma_z \left[1 + K_a \left(\frac{Z}{L} \right)^2 \right] \dots (3)$$

L : Longitud de los refuerzos.

Este método de diseño de "esfuerzos de trabajo" toma en consideración el hecho de que en la parte más alta del macizo el estado de esfuerzos dentro del suelo se aproxima más al estado en "reposo" que al estado de "falla".

Bajo la acción de esfuerzos relativamente bajos, el estado de el suelo entre las capas de los refuerzos es cercano al estado Ko, y solamente cuando el refuerzo cortante se incrementa alrededor de los refuerzos el suelo esta siendo puesto progresivamente en estado de falla.

El cálculo de Ch descrito anteriormente toma en consideración exclusivamente las fuerzas verticales ejercidas en la parte superior de la estructura. De cualquier manera (Ch) puede ser también afectada por la difusión de una fuerza horizontal Q2 transmitida por una superestructura. En el caso de condiciones hidráulicas existentes, las fuerzas hidrostáticas resultantes de una diferencia de nivel y las fuerzas de filtración habrán de ser consideradas.

Cálculo de la Longitud de Adherencia

La determinación la longitud de refuerzo requiere del conocimiento de la localización de las fuerzas de tensión máximas separando así la zona "activa" de la zona "resistente" ya que la longitud total L esta determinada por la fórmula:

$$L = L_0 + L_a \dots\dots (4)$$

con:

- Lo longitud de la porción del refuerzo localizado dentro de la zona "activa".
- La longitud de adherencia correspondiente a la longitud de la porción del refuerzo localizado en la zona "resistente"

El esquema de la localización de las fuerzas de tensión máxima adoptadas para el diseño interno de macizos es ilustrado en la figura (30). Este esquema esta basado en medidas realizadas en actuales estructuras así como en resultados teóricos mediante el método del elemento finito. En cualquiera de los casos, este esquema corresponde a la mas desfavorable posición.

Para todas las tiras de refuerzo se deberá cumplir con la siguiente desigualdad para el cálculo de la longitud de adherencia:

$$T_{max} \leq \int_{L_0}^L 2b \cdot n \cdot \sigma_v^*(X) \cdot f^* dx \dots\dots 5$$

donde :

f* es el coeficiente de fricción aparente considerando los esfuerzos de sobrecarga (γz) del suelo localizado arriba de las tiras de refuerzo consideradas.

σ_v^* es considerado ser igual a la suma de los esfuerzos de sobrecarga mas la carga situada eventualmente sobre la vertical pasando a través del punto considerado. las cargas locales se consideran ser transmitidas a la masa vertical sin ninguna desviación lateral.

Los esfuerzos verticales son diferentes de los esfuerzos verticales calculados de acuerdo con la fórmula (2) para la determinación de las fuerzas de tensión máximas (TMAX.) la cual toma en cuenta los efectos de los momentos y la difusión lateral de la carga.

Debe ser indicado que el actual estado de esfuerzos dentro de la masa de Tierra Reforzada es completamente diferente al estado de esfuerzos de Rankine ($\sigma_1 = \gamma^* z$; $\sigma_3 = K_a \gamma^* z$). El actual esfuerzo vertical varia a lo largo de la tira de refuerzo y en el punto de la fuerza de tensión máxima, en la parte mas baja del macizo, su valor es inferior al del esfuerzo de sobrecarga (γZ).

La fricción en la Tierra Reforzada f^* varia con el estado de la superficie de los refuerzos. Así que podemos distinguir entre el caso de tiras lisas y tiras corrugadas.

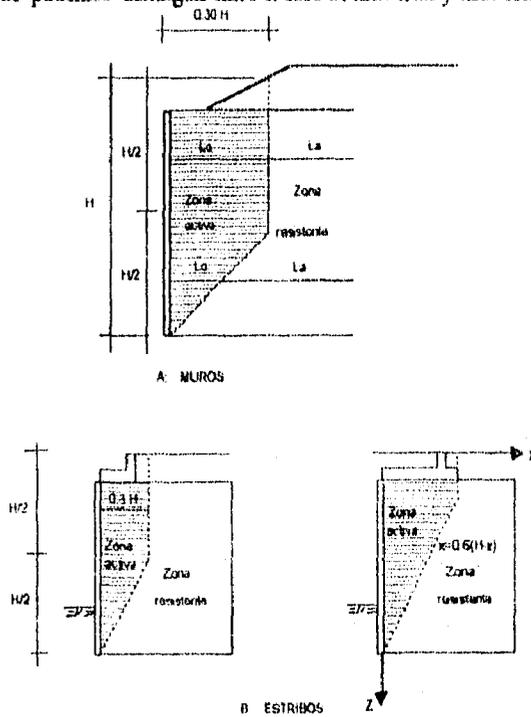


Figura N° 30 Localización de las fuerzas de tensión máximas

Para tiras lisas : $f^* = 0.4$

Para tiras corrugadas : Considerando la influencia del esfuerzo de sobrecarga, f^* se considera que varia con la profundidad z de la tira considerada de acuerdo con la fórmula:

para $Z \geq Z_0$

$$f^* = \tan \phi$$

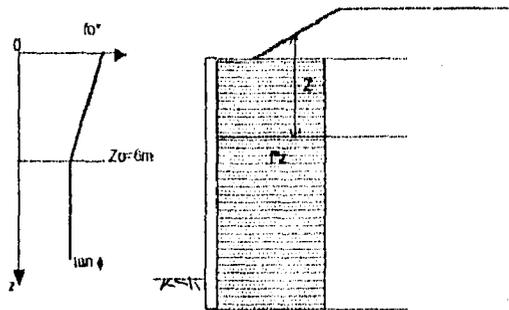
Z_0 siendo la profundidad critica ($Z_0=6\text{mts.}$) y f_0^* es la fricción en la superficie dada por la fórmula:

$$f_0^* = 1.2 + \log C_u \dots\dots 7$$

C_u siendo el coeficiente de uniformidad del material de relleno

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

La variación de f^* para las tiras corrugadas se muestra en la siguiente figura:



METODO DE LOS ESTADOS LIMITE

Este método considera el equilibrio de una cuña limitada por el paramento y por cualquier superficie potencial de falla.

Cualquier cuña estara sujeta a la acción de las siguientes fuerzas:

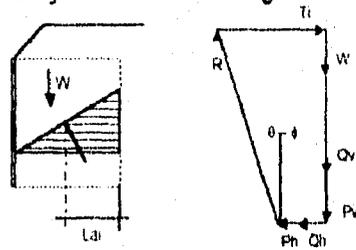


Diagrama de fuerzas

- ↳ el peso de la cuña W .
- ↳ los componentes horizontales y verticales de la carga Q_v
- ↳ la fuerza pasiva con los componentes vertical y horizontal P_h y P_v .
- ↳ la relación del suelo R actuando sobre la superficie potencial de falla y estando inclinada un ángulo θ con respecto a la normal sobre este plano.
- ↳ la sumatoria (T_i) de las fuerzas de tensión en los refuerzos pasando a través de la superficie potencial de falla.

El equilibrio de las fuerzas anteriores conduce a la fórmula:

$$T_i = (P_h + Q_h) + (W + Q_v + P_v) \tan(\theta - \phi)$$

Para cada capa de refuerzo la fuerza T_i es considerada al valor mínimo entre la resistencia del refuerzo a la tensión y su resistencia a la extracción, eventualmente dividido por un coeficiente de seguridad, de acuerdo a la fórmula:

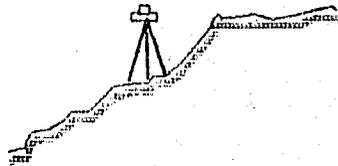
$$T_i = \min \left\{ n_i R_T \int_{L_a}^L 2b \cdot n_i \cdot \sigma_v^* \cdot f^* dx \dots 9 \right.$$

donde:

- n_i número de tiras por metro lineal en la capa de refuerzo i
- R_T resistencia de los refuerzos a la tensión.
- b ancho del refuerzo.
- σ_v^* esfuerzos de sobrecarga y esfuerzos debidos a la carga actuando sobre el refuerzo.
- f^* coeficiente de fricción aparente.

Es por lo tanto posible utilizar este método para verificar la estabilidad de las diferentes cuñas limitadas por los planos de falla considerados y para diseñar la estructura (número de tiras de refuerzos por metro lineal y la longitud del refuerzo) considerando primeramente los planos pasando por la parte mas alta del paramento y despues gradualmente los planos pasando por los puntos mas bajos del paramento.

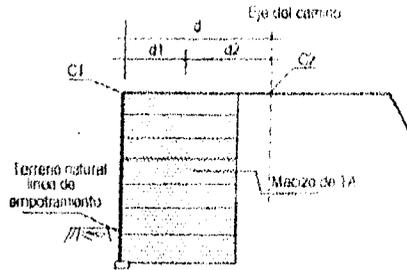
TOPOGRAFIA DEL TERRENO



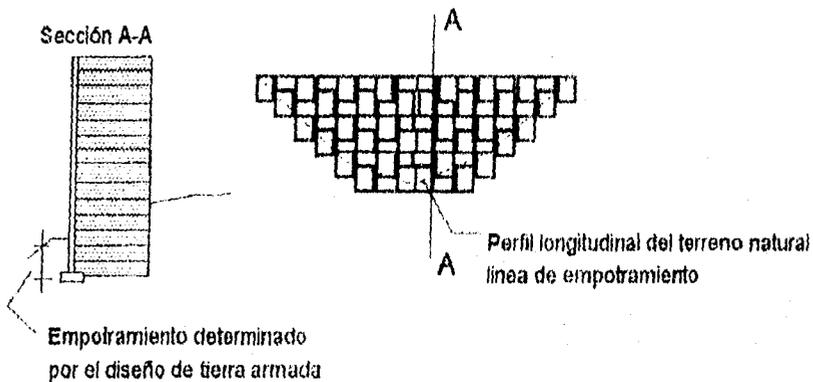
7.1.- TOPOGRAFIA DEL TERRENO

Los datos que debemos recabar para determinar las dimensiones geométricas de un muro hilfiker son los siguientes:

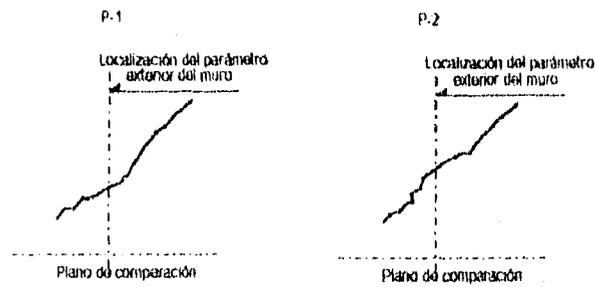
1.- Cotas de coronación de muro (C1) o datos necesarios para obtenerlas, por ejemplo, si la plataforma es una calzada de carretera o autopista Rasante (C2), distancia del muro al eje del camino (d) y pendientes de proyecto, a considerar (P1 y P2).



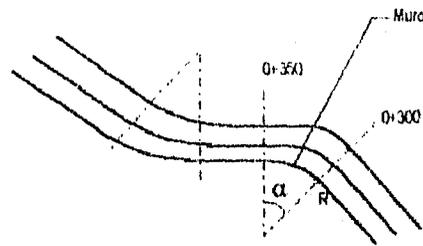
2.- Perfil longitudinal del terreno natural correspondiente al paramento de muro, o la nivelación de donde obtenerlas.



3.- Perfiles transversales al muro para definir el empotramiento necesario.

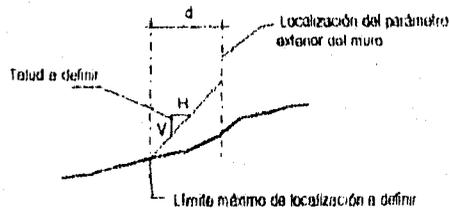


4.- Planta de trazo del muro.



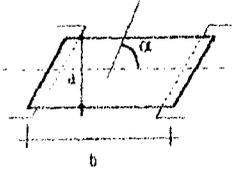
Radio mínimo $R=30.00m$

5.- Si el muro debe ir apoyado en el terraplén, definir el límite máximo de localización, el talud a considerar en el relleno y los datos de los puntos (1) y (4), no siendo necesarios evidentemente los (2) y (3).



ESTRIBO DE PUENTE

1.- Geometría en planta del tablero y localización de los paramentos de los estribos, ancho del tablero, esviaje, etc. cadenamiento del eje de los apoyos o de paramento.



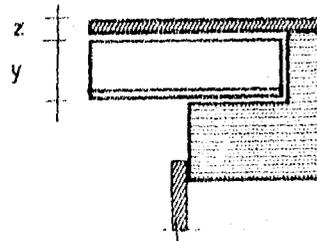
2.- Posibilidad de la forma de las aletas.



3.- Cotas de apoyo de las traves.

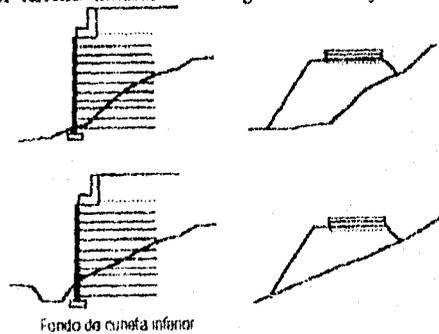
4.- Definición geométrica del tablero:

- Peralte de la trabe (y)
- Peralte de losa de compresión (z).



El número de traves y su separación entre ejes.

5.- Longitudinales del terreno natural a lo largo de estribo y aletas o la cota de la rasante.



Fondo de cuneta inferior

6.- Talud de relleno de proyecto.

7.- Perfiles transversales perpendiculares al paramento.
Mecánica de suelos

Antes de empesar la ejecución del diseño de un muro tipo hilfiker será necesario contar con un informe de mecánica de suelos que ayude a determinar la posibilidad de algun problema de estabilidad externa y nos proporcione los trabajos necesarios para su solución y los materiales locales que pudieramos utilizar para su construcción.

Exploración de campo.

Se programaron originalmente cinco sondeos tipo pozos a cielo abierto, PCA-1 a PCA-5, sin embargo, en los dos primeros, no se les pudo recuperar muestra alguna.

El PCA-3, programado originalmente a 2.0m, se continuo hasta 3.10m de profundidad, ya que se habian encontrado solamente rellenos sin compactar, del tipo arcilla con gravas, producto de los cortes realizados con anterioridad en el fraccionamiento.

Se obtuvo una muestra cúbica a dicha profundidad y se condujo al laboratorio para su identificación, sin embargo, seguia aun material de relleno, producto de corte y despalle, sin compactar.

Como una segunda etapa de exploración, se programaron 5 sondeos mixtos (penetración estándar-triconica), los cuales se empearon como se indica en el croquis de la figura 2.

El sondeo SM-1 se ubicó en el cadenamamiento 0+230 de "Hacienda las golondrinas", sobre el hombro que vierte hacia el rio. Este sondeo se llevó a cabo en su totalidad con penetración estándar, hasta los 4.95m de profundidad, en que se cambio a triconica.

Los primeros 4.80m fueron de material de relleno, sin compactar mismos que causaba desprendimientos y colapso en el pozo, por lo que hubo necesidad de ademar con ademe metálico los 4 primeros metros. Se localizó un tirante de agua a los 3.50 m de profundidad.

El sondeo SM-2 se ubicó en el cadenamamiento 0+040 de "Hacienda las golondrinas", sobre el hombro que vierte hacia el rio. Este sondeo se llevó a cabo en su totalidad con penetración estándar, hasta los 5.00 m de profundidad en que se cambio a triconica.

Los primeros 4.55 m fueron de material de relleno, sin compactar mismos que causaba desprendimientos y colapsaba el pozo por lo que hubo necesidad de ademar los 4 primeros metros, con ademe metálico. Se localizó un tirante de agua a los 3.0 m de profundidad.

El sondeo SM-3 se ubicó en el cadenamiento 0+040 de "Hacienda Las Palmas", sobre el hombro que vierte hacia el río.

Este sondeo se llevó a cabo con penetración estándar, hasta los 9.0 m de profundidad, a partir de la cual se comenzó a alternar con tricónica, dada la alta resistencia y compacidad del subsuelo local.

Se localizaron igualmente, rellenos superficiales sin compactar, con una profundidad de 6.0 m.

En el intermedio, entre los 6 y 9 m, se detectaron arenas y gravas compactas de tipo pumítico.

Este sondeo se realizó hasta una profundidad de 15.05 m y no se detectó ningún tirante de agua en la profundidad explorada.

Los sondeos SM-4 y SM-5 se ubicaron a 40 m sobre la vialidad del "acceso al centro urbano", que nace del cadenamiento 0+120 de "Hacienda de las Golondrinas" a ambos lados de ella, sobre el hombro que vierte hacia el río (fig.2) Estos sondeos se llevaron a cabo con tricónica hasta los 3.0 m de profundidad, continuándose posteriormente con penetración estándar, hasta los 5.55 y 6.10 m de profundidad, a partir de la cual se comenzó a alternar con tricónica, dada la alta resistencia y compacidad del subsuelo local.

El sondeo SM-4 se llevó hasta 7.28 m de profundidad, teniéndose que ademar los primeros 5.0 m debido a caídos. El tirante de agua se localizó a 3.0 m de profundidad. En los primeros 6.6 m se encontraron arenas pumíticas que variaron de compactas a muy compactas, seguidas de boleos empacados en arena, hasta el fin del sondeo.

El sondeo SM-5 se llevó hasta 7.89 m de profundidad. El tirante de agua se localizó a 3.0 m de profundidad. En los primeros 6.0m se encontraron arenas arcillosas que variaron de sueltas a poco compactas, seguidas de boleos empacados en arenas, hasta el fin del sondeo.

El sondeo SM-5 se llevó hasta 7.89 m de profundidad. El tirante de agua se localizó a 3.00 m de profundidad. En los primeros 6.0 m se encontraron arenas arcillosas que variaron de sueltas a poco compactas, seguidas de boleos empacados en arenas, hasta el fin del sondeo.

Estos dos últimos sondeos caen en el antiguo lecho del río San Fernando, que atravieza el paraje.

Los valores de los parámetros c y ϕ , obtenidos a partir de la prueba de penetración estándar para los estratos del subsuelo natural comprendidos entre los 6 y los 9 m, fueron de 40 Ton y 33 grados, respectivamente. Para el resto, el valor de c permanece constante y ϕ aumenta a 36 grados.

Pruebas de laboratorio y perfiles estratigráficos

A las muestras inalteradas obtenidas del pozo a cielo abierto PCA-3 así como a las muestras alteradas obtenidas de los sondeos de penetración estándar se les enviaron al laboratorio, en donde se les clasificaron de acuerdo al SUCS (Sistema Unificado Clasificación de suelos), Obteniéndose así los resultados, que se muestran en el anexo No.2 y los perfiles que se presentan a continuación. De la misma manera se realizó un perfil del terreno natural a lo largo del "Hacienda de las Palmas, Glorieta del Ciervo y Hacienda las Golondrinas". (Fig. No. 3), en donde se observa que el espesor de los rellenos fluctúa entre 4.5 y 5.5 m.

Abajo de ellos se encontró el subsuelo del terreno natural, compuesto principalmente por gravas y arenas pumíticas de compactas a muy compactas con una buena capacidad de carga.

7.2.- CAPACIDAD DE CARGA Y ANALISIS DE LA CIMENTACION

Para determinar la capacidad de carga del subsuelo, se siguió el criterio de Terzaghi,

$$q_u = cN_c + \delta D_f N_q + \frac{1}{2} \delta B N_\delta$$

Como capacidad de carga última de un suelo, por lo que al incluirse un factor de seguridad, se obtiene la capacidad de carga admisible:

$$q = \frac{q_u}{F.S.}$$

Donde:

- C Cohesión.
- N_c, N_q, N_δ Factores propuestos para la capacidad de carga.
- F.S. Factor de seguridad.

Con lo cual, al sustituir valores con un factor de seguridad F.S. = 3, se obtuvo una capacidad de carga $q_a = 73 \text{ Ton/m}^2$ a un metro de profundidad y de $Q_a = 84 \text{ Ton/m}^2$ a 2.00 m de profundidad.

A continuación se presenta una tabla de valores en los que se hace variar el ancho B de la zapata (losa de cimentación), desplante Df, a 0, a 1 y 2 m de profundidad, tabulándose contra la capacidad de carga admisible q_a :

Para Df = 0 m		Para Df = 1.00 m		Para Df = 2.00 m	
B m	q_a T/m ²	B m	q_a T/m ²	B m	q_a T/m ²
1	63	1	73	1	84
2	68	2	78	2	88
3	73	3	83	3	93
4	78	4	88	4	98
5	83	5	93	5	104

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1.- El muro Hilfiker que corre a lo largo de las vialidades: Hacienda de las Palmas, Glorieta del Ciervo y Hacienda las Golindrinas cae sobre una zona cubierta por rellenos sin compactar.
- 2.- El espesor de los rellenos varía entre 4.5 y 5.5 m.
- 3.- Deberá cimentarse por debajo de aquellos espesores rellenos, empotrándose dentro del terreno natural.
- 4.- Por capacidad de carga, el subsuelo existente puede considerarse adecuado, pero se recomienda empotrarse a una profundidad de un metro ó $Df = 0.2 H$ para tomar los momentos de volteamiento que se van a engendrar.
- 5.- El ángulo de fricción ϕ en donde deberá de empotrarse el muro Hilfiker es de 33° .
- 6.- Las capacidades de carga del subsuelo, a distintas profundidades y anchos de zapatas se muestran en el inciso anterior.
- 7.- Los asentamientos a bajo del muro serán despreciables conforme se vaya formando ese muro.
- 8.- Como alternativa de la cimentación, se podrá mejorar el subsuelo local, mezclándolo con cemento al 3, 4, ó 5 %, hasta alcanzar una resistencia mínima de 2.5 Kg/cm². Esta mezcla

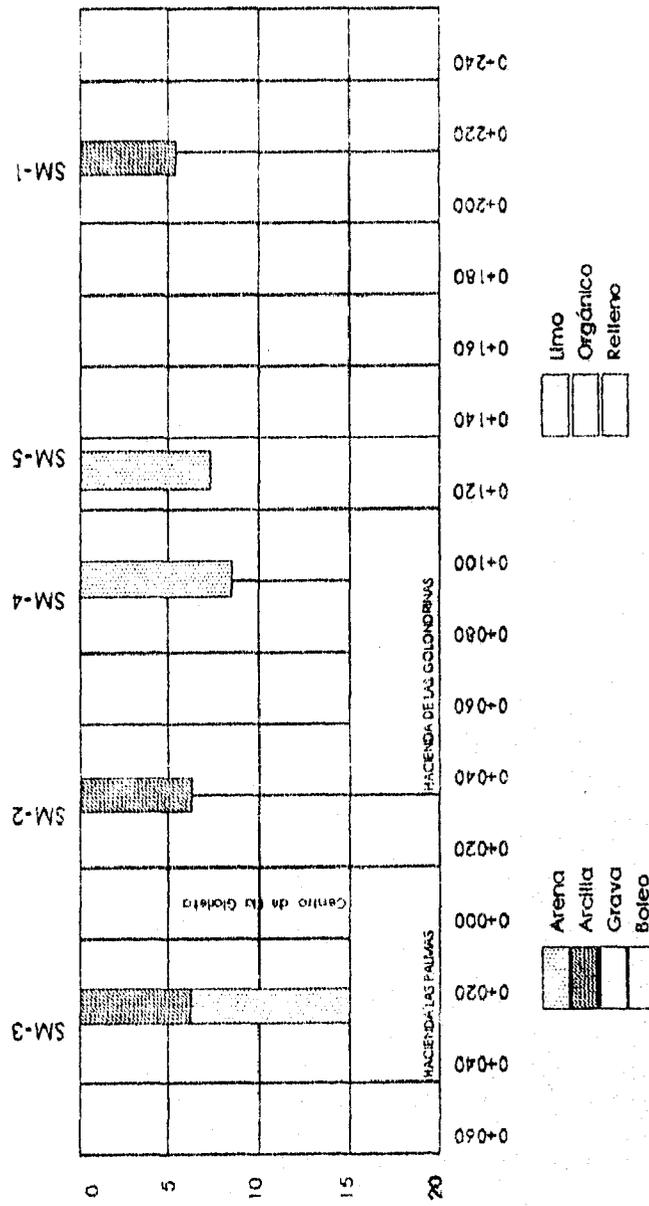
se volverá a colocar en el sitio, en capas de 30 cm, compactadas al 95 % de su P.V.S.M. hasta alcanzar el nivel actual, a partir del cual se colocará el muro Hilfiker.

7.3.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de la cimentación para el muro Hilfiker deberá ser el siguiente:

- 1.- Excavar hasta 4.50 m. de profundidad, hasta encontrar el estrato resistente.
- 2.- en caso de que no se encuentre, hacer una cala de profundidad máxima de 3 m de profundidad para localizar su profundidad bajo ese nivel .
- 3.- En caso dado de que se encontrara a poca profundidad, menor a un metro, en adición al 4.50 original, continuar la excavación hasta encontrar ese estrato resistente, y desplantarse sobre de el con el muro Hilfiker.
- 4.- En caso dado de que no se encontrara el estrato resistente , luego de hacer la cala del inciso 3, desplantarse al nivel anterior de 4.50 m, colocando un pedraplén de un metro de espesor, a fondo perdido y sobre de él otro metro de pedraplén, que servira de base para el muro Hilfiker.
- 5.- En caso dado de que se encontrara el estrato resistente a una profundidad menor a 1.50 m (inciso 1), podrá suspenderse la excavación y desplantar el muro Hilfiker a ese nivel.
- 6.- Para evitar la migración del material con el que se hará el relleno del muro hacia el pedraplén, se recomienda utilizar un geotextil de polipropileno, con un peso mínimo de 250 gr/m².

Figura Num. 3 Perfil Estratigráfico



ANEXOS

RESULTADOS DE CAMPO

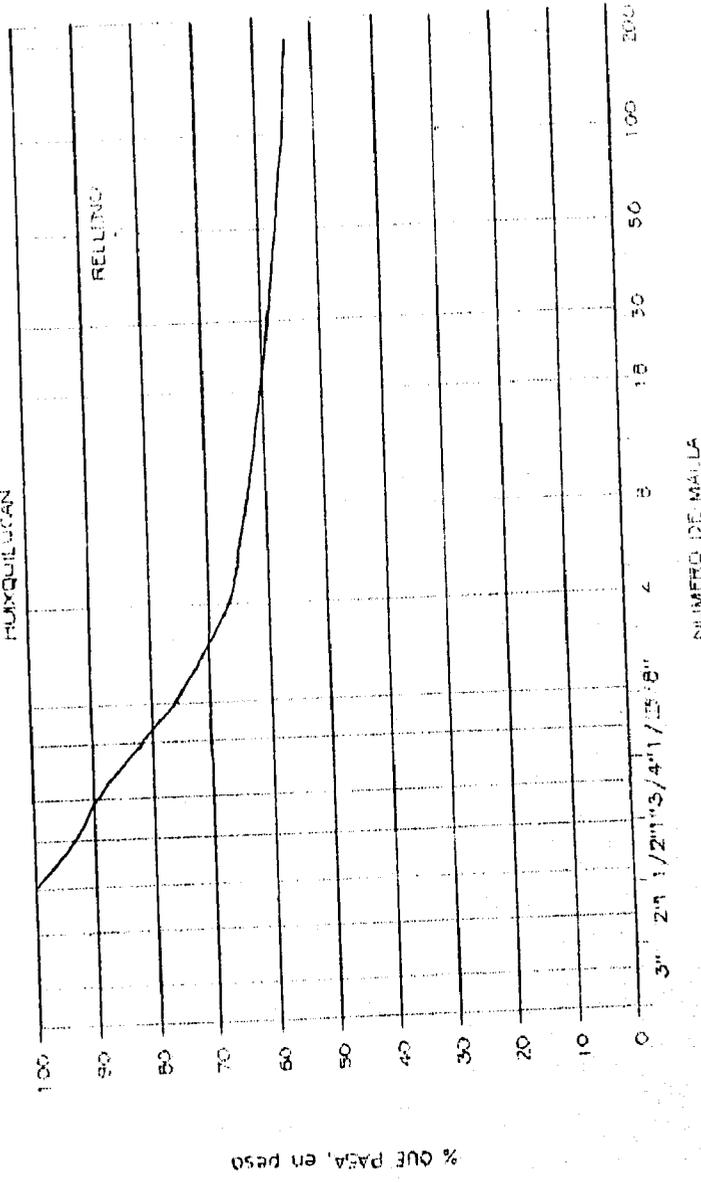


REGISTROS DE CAMPO

OBRA: PURO HILFRED.		SONDEO NO. SM-7	ELEVACION		FECHA DE INICIACION		24/10/52
UBICACION: MEXQUILLCAN, ESTADO DE MEXICO.		LOCALIZACION		FECHA DE TERMINACION			
		N.A.F.	O.C.	31/10/52			
PROCEDIMIENTO: PENETRACION ESTACAS Y ROTACION BC.							
PROF. (m)	DESCRIPCION	PROFUND. (m)	DE	A	NO DE GOLPES EN 30 ca. DE PENETRACION.	LONG. RECOLE-PADA.	OBSERVACIONES
			0,00	3,00			TRICONICA.
	ARENA ARCILLOSA CON GRAVILLA CAFE CLARO.	1	3,00	3,60	6 - 9 - 5	15	
	ARENA ARCILLOSA CON GRAVILLA CAFE CLARO.	2	3,60	4,20	8 - 7 - 5	10	
	ARENA ARCILLOSA CON GRAVILLA CAFE CLARO.	3	4,20	4,80	7 - 10 - 7	9	
	ARENA ARCILLOSA CON GRAVILLA CAFE CLARO.	4	4,80	5,40	7 - 11 - 8	13	
			5,40	6,00	8 - 8 - 5	S/N	
	ARENA ARCILLOSA CON GRAVAS BRESAS CLARO.	5	6,00	6,60	15 - 23 - 17	8	FRENTO NEWA A LOS 3 m.
	ARENA ARCILLOSA CON GRAVAS BRESAS CLARO.	6	6,60	7,20	16 - 37 - 16	8	
	ARENA Y GRAVAS BRESAS CAFE CLARO.	7	7,20	7,80	18 - 39 - 17	7	SE ADEMHION 5 mts.
	GRAVAS EMPACADAS EN ARENA CAFE CLARO.	8	7,80	8,40	20 - 40 - 19	6	
	ARENAS CON GRAVAS ARCILLOSAS CAFE CLARO.	9	8,40	9,00	25 - 42 - 20	15	
	BOLEO FRACTURADO GRIS CLARO.	10	9,00	9,25	30 - 50 / 10	5	
			9,25	9,60			TRICONICA.
	BOLEO FRACTURADO GRIS CLARO.	11	9,60	9,84	35 - 50 / 9	7	
			9,84	10,20			TRICONICA.
	BOLEO FRACTURADO EMPACADO EN ARENA.	12	10,20	10,45	37 - 50 / 10	8	
			10,45	10,80			TRICONICA.

GRANULOMETRIA

PLIXQUILUCAN



NUMERO DE MALLA

RESULTADOS DE LABORATORIO



GRANULOMETRIA

OBRA: HIXQUILUCAN, MURO HILFIKER.

LOCALIZACION: 0+050 (HACIENDA LAS PALMAS)

METODO EMPLEADO: POZO A CIELO ABIERTO. **PROF.** 3.00 m.

MALLA	ABERTURA	PESO RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA
Nº	mm	gr	(%)	(%)	(%)
3"	76.2	0.000	0.000	0.000	100.000
2"	50.8	0.000	0.000	0.000	100.000
1 1/2"	36.1	0.000	0.000	0.000	100.000
1"	25.4	65.300	6.750	6.570	93.430
3/4"	19.05	38.500	3.880	10.450	89.550
1/2"	12.70	76.150	7.660	18.110	81.890
3/8"	9.52	57.950	5.830	23.950	76.050
4	4.75	97.100	9.770	33.720	66.280
8	2.38	29.810	3.000	36.720	63.280
18	1.00	30.410	3.060	39.780	60.220
30	0.59	15.910	1.600	41.380	58.620
50	0.297	15.310	1.540	42.920	57.080
100	0.149	18.240	1.840	44.760	55.240
200	0.074	7.700	0.780	45.530	54.470
PASA 200		541.120	54.470	100.000	0.000
SUMA		993.500			

CLASIFICACION: ARENA MAL GRADUADA S.U.C.S (SP)

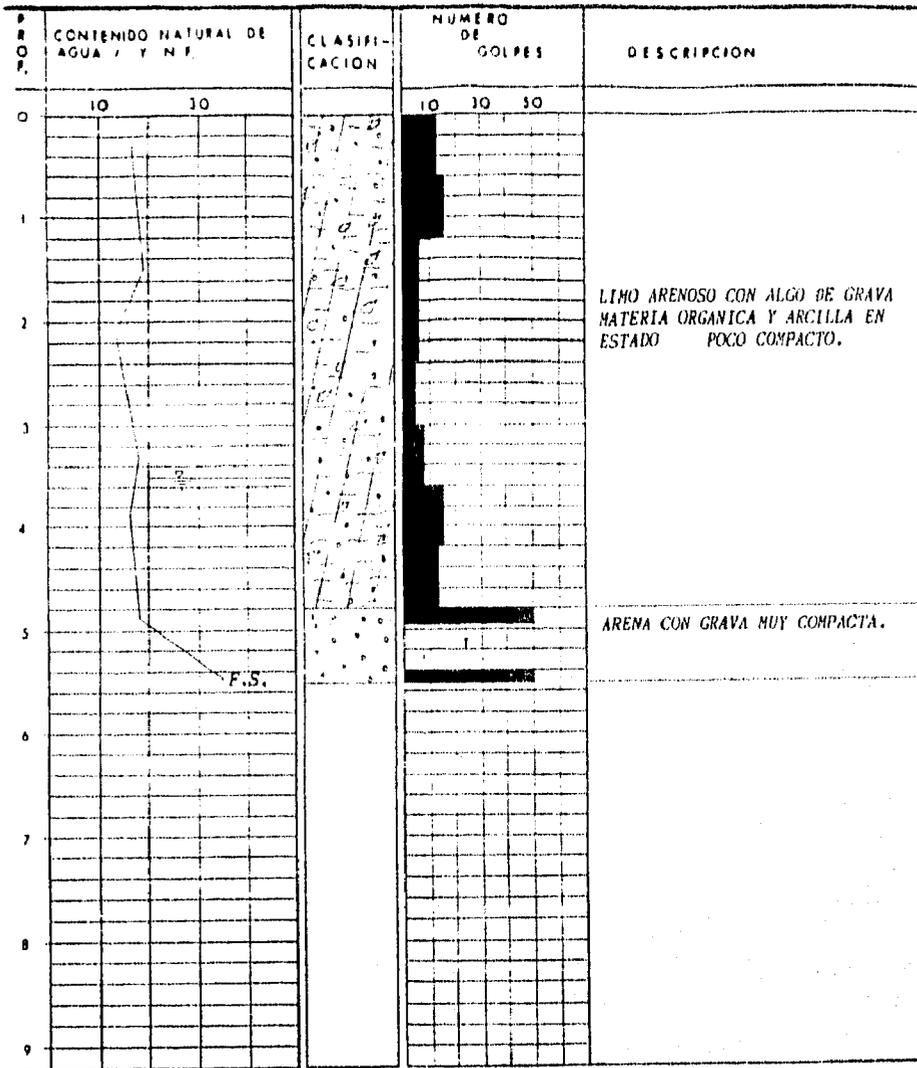
CONTENIDO DE AGUA % W				HOJA 1/4
OBRA: HIXQUILUCAN, MURD HILFIKER.		SONDEO N ^o . 1 Y 2		
SONDEO N ^o	MUESTRA N ^o	PROFUNDIDAD	% W	OBSERVACIONES
1	1	0.00 - 0.60	17.08	LIMO CON ORGANICO COLOR GRIS OSCURO.
1	2	0.60 - 1.20	18.00	LIMO CON ARENA COLOR CAFE TABACO.
1	3	1.20 - 1.80	19.50	LIMO CON GRAVA COLOR CAFE TABACO.
1	4	1.80 - 2.40	13.85	GRAVA - ARENA LIMOSA COLOR GRIS OSCURO.
1	5	2.40 - 3.00	15.70	GRAVA CON ARENA LIMOSA COLOR GRIS OSCURO.
1	6	3.00 - 3.60	18.00	LIMO - ARENA ARCILLOSO COLOR GRIS OSCURO.
1	7	3.60 - 4.20	16.19	LIMO ARENOSO COLOR CAFE GRISACEO.
1	8	4.80 - 4.95	18.42	GRAVA - ARENA COLOR GRIS OSCURO.
1	9	5.40 - 5.50	35.14	ARENA FUNITICA CON GRAVA COLOR CAFE - AMARILLENDO.
2	1	0.00 - 0.60	21.40	ARCILLA CON GRAVA COLOR CAFE TABACO.
2	2	0.60 - 1.20	22.06	ARCILLA ARENOSA COLOR CAFE.
2	3	1.20 - 1.80	25.45	GRAVA - ARENA CON ARCILLA COLOR VERDE.
2	4	1.80 - 2.40	12.00	ARCILLA ARENOSA COLOR CAFE.
2	5	2.40 - 3.00	17.21	GRAVA - ARENA CON ARCILLA COLOR CAFE.
2	6	3.00 - 3.60	19.51	GRAVA - ARENA CON ARCILLA COLOR CAFE.

CONTENIDO DE AGUA % W				HOJA 2/4
OBRA: HIXQUILUCAN, MURO HILFIKER.		SONDEO N ^o . 2 Y 3		
SONDEO N ^o	MUESTRA N ^o	PROFUNDIDAD	% W	OBSERVACIONES
2	7	3.60 - 4.20	11.80	GRAVA - ARENA COLOR CAFE GRISACEO.
2	8	4.80 - 5.00	13.40	GRAVA - ARENA COLOR GRIS.
2	9	5.40 - 5.55	12.34	GRAVA - ARENA COLOR GRIS.
3	1	3.00 - 3.60	15.04	GRAVA CON ARENA LIMOSA COLOR GRIS OSCURO.
3	2	3.60 - 4.20	14.50	GRAVA CON ARENA LIMOSA COLOR GRIS OSCURO.
3	3	4.20 - 4.80	15.80	GRAVA CON ARENA LIMOSA COLOR GRIS OSCURO.
3	4	4.80 - 5.40	16.80	ARENA LIMOSA CON GRAVA COLOR GRIS OSCURO.
3	5	6.00 - 6.60	12.34	GRAVA - ARENA LIMOSA COLOR GRIS OSCURO.
3	6	6.60 - 7.20	13.13	GRAVA - ARENA COLOR GRIS OSCURO.
3	7	7.20 - 7.80	9.60	GRAVA - ARENA COLOR GRIS OSCURO.
3	8	7.80 - 8.40	10.73	GRAVA - ARENA COLOR GRIS OSCURO.
3	9	8.40 - 9.00	13.00	GRAVA CON ARENA LIMOSA COLOR GRIS OSCURO.
3	10	9.00 - 9.25	9.81	GRAVA CON ARENA COLOR GRIS PARDO.
3	11	9.60 - 9.85	9.16	GRAVA CON ARENA COLOR GRIS PARDO.
3	12	10.20 - 10.45	6.42	GRAVA CON ARENA COLOR GRIS PARDO.

CONTENIDO DE AGUA % W				HOJA 3/4
OBRA: HIXQUILUCAN, MURO HILFIKER.		SONDEO N ^o . 3 Y 4		
SONDEO N ^o	MUESTRA N ^o	PROFUNDIDAD	% W	OBSERVACIONES
3	13	10.80 - 11.01	10.18	GRAVA - ARENA LIMOSA COLOR GRIS OSCURO.
3	14	11.40 - 11.65	13.20	ARENA LIMOSA CON GRAVILLA COLOR GRIS OSCURO.
3	15	12.00 - 12.15	11.00	ARENA FINA CON GRAVAS COLOR GRIS OSCURO.
3	16	12.60 - 12.75	9.00	GRAVA - ARENA COLOR GRIS OSCURO.
3	17	13.20 - 13.30	9.50	ARENA FINA CON GRAVAS COLOR GRIS OSCURO.
3	18	13.80 - 13.89	12.47	ARENA FINA CON GRAVAS COLOR GRIS OSCURO.
3	19	14.40 - 14.47	16.43	ARENA CON GRAVA COLOR GRIS OSCURO.
3	20	15.00 - 15.05	17.33	ARENA CON GRAVA COLOR GRIS OSCURO.
4	1	3.00 - 3.60	10.04	GRAVA - ARENA CON POCA MATERIA ORGANICA COLOR GRIS.
4	2	3.60 - 4.20	11.01	GRAVA - ARENA COLOR GRIS OSCURO.
4	3	4.20 - 4.80	25.22	ARENA MEDIANA COLOR GRIS.
4	4	4.80 - 5.40	13.00	GRAVA - ARENA COLOR GRIS OSCURO.
4	5	5.40 - 5.55	14.33	GRAVA - ARENA COLOR GRIS.
4	6	6.00 - 6.15	16.04	GRAVA - ARENA COLOR GRIS.
4	7	6.60 - 6.70	11.36	GRAVA - ARENA COLOR GRIS.
4	8	7.20 - 7.28	10.11	GRAVA - ARENA COLOR GRIS.

PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LOS

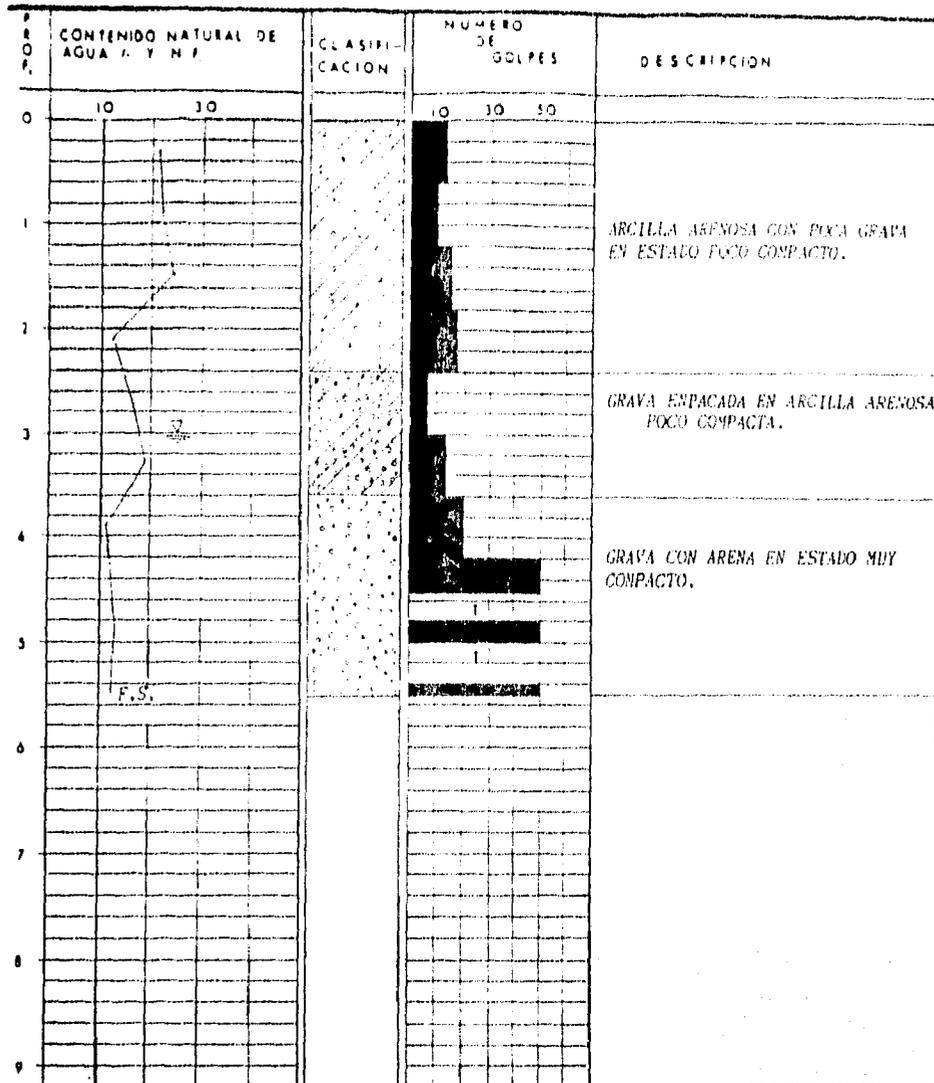
S O N D E O S



SIMBOLOGIA

- | | | | | | |
|---|---------|---|----------|--|-----------|
|  | ARENA |  | ORGANICO |  | TRICONICA |
|  | ARCILLA |  | RELLENO |  | LAVADO |
|  | LIMO |  | ROTACION | | |
|  | GRAVA | | | | |

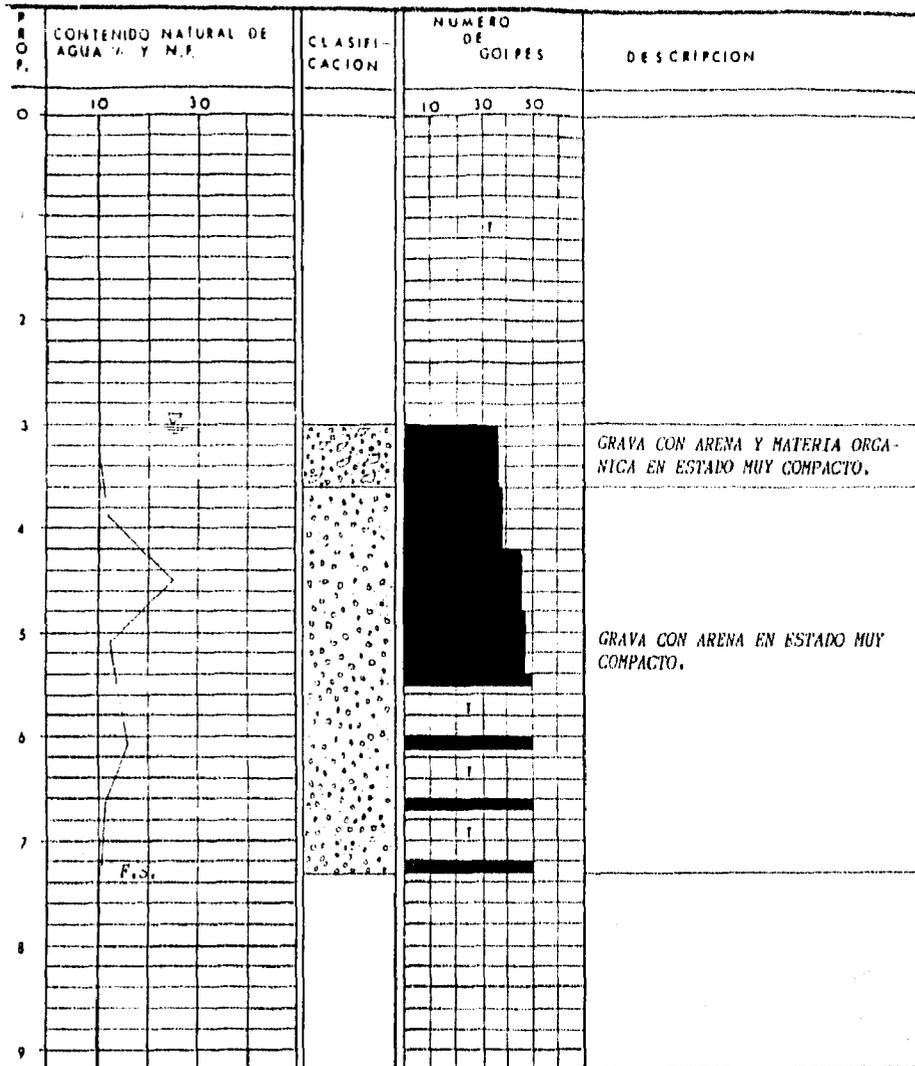
SONDEO SM-1, MURO HILFIKER, TUIXQUILUCAN, ESTADO DE MEXICO.



SIMBOLOGIA

	ARENA		ORGANICO		TRICONICA
	ARCILLA		RELLENO		LAVADO
	LIMO		ROTACION		
	GRAVA				

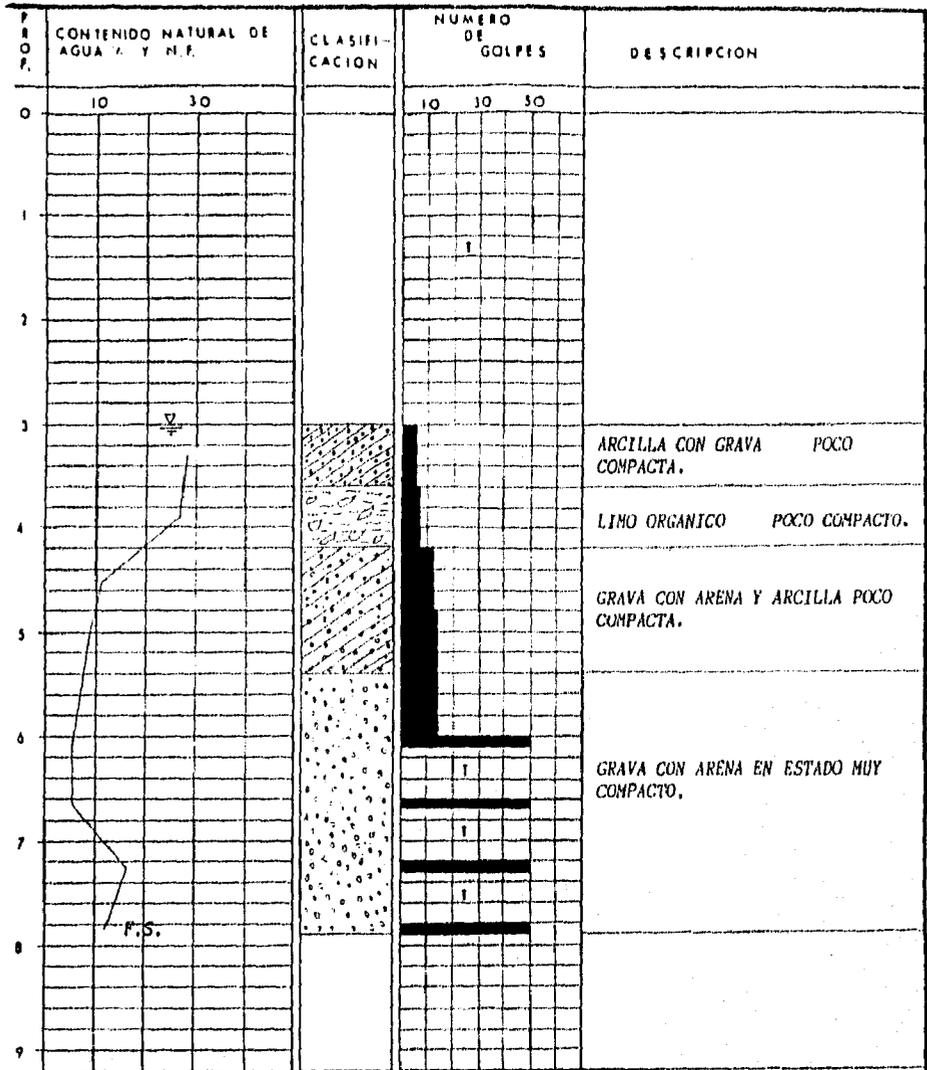
SONDEO SM-2, MURO HILFIKER, HUIXQUILLICAN, ESTADO DE MEXICO.



SIMBOLOGIA

	ARENA		ORGANICO		TRICONICA
	ARCILLA		RELLENO		LAVADO
	LIMO		ROTACION		
	GRAVA				

SONDEO SM-4, HURO HILFIER, HUIXQUILLICAN, ESTADO DE MEXICO.



SIMBOLOGIA

- | | | | | | |
|--|---------|--|----------|--|-----------|
| | ARENA | | ORGANICO | | TRICONICA |
| | ARCILLA | | RELLENO | | |
| | LIMO | | LAVADO | | |
| | GRAVA | | ROTACION | | |

SONDEO SM-5, MURO HILFIKER, HUIXQUILUCAN, ESTADO DE MEXICO.

**PROCESO CONSTRUCTIVO
DEL MURO HILFIKER**

8.- MURO DE CONTENCION DE ALAMBRE SOLDADO

EL MURO DE CONTENCION DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO es una estructura compuesta de tierra. Las mallas de alambre soldado refuerzan la tierra, proveyendo de tensión necesaria para que esta tierra compactada sea una estructura estable. El espaciamiento de 152mmx229mm(6"x9") en el tejido de la malla de esfuerzo permite el uso de una amplia variedad de tierras para relleno y por esta razón el muro de malla de alambre soldado tiene una superior resistencia al punto de falla. Usualmente, se pueden usar materiales de la localidad encontrados en la excavación o cerca del sitio de trabajo como materiales de relleno en el MURO DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO.

Las tierras de grano fino con un porcentaje alto de arcillas no tienen la fuerza y son más difíciles de compactar que un relleno más granular y con mejor drenaje. Si tu proyecto requiere el uso de un relleno de grano fino, las mallas de refuerzo tienen que ser diseñadas para compensar la falta de fuerza de esta tierra. Hay que proteger el relleno de saturación de agua con un sistema adecuado de drenaje. El contratista también tiene que proteger el relleno contra las lluvias durante la construcción. Podrá haber resultados desastrosos si el material del relleno se satura con agua. También, es muy importante la compactación del relleno para que el muro no se asiente.

Se recomienda una compactación de 90 a 95 por ciento para muros que soportan caminos de pavimento.

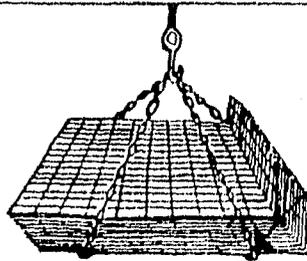
Vías de ferrocarril, y edificios. Si el relleno no es compactado según las recomendaciones de Hilfiker podrá haber algún asentamiento. Instalado de una manera correcta, el MURO DE CONTENCION DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO es una estructura excepcionalmente fuerte, elástica y económica.

Se pueden diseñar MUROS DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO como muros inclinados, verticales o voladizos.

Piensa que encontrarás el Muro Hilfiker de Malla de alambre soldado como el muro de contención más fácil que hayas construido. La malla de alambre está diseñada para dar la fuerza adecuada. Asegúrate de que el relleno tenga la suficiente fuerza especificada. Asegúrate también de que la densidad y compactación sean los adecuados. Manténlo seco.

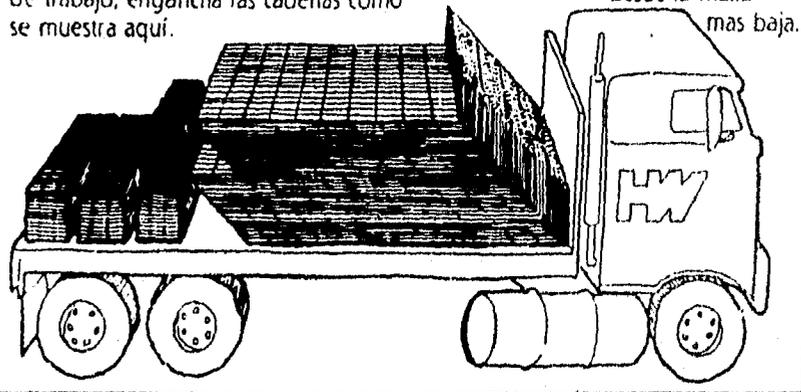


Pienso que encontrarás al Muro Hilfiker de Malla de Alambre Soldado como el muro de contención mas fácil que hayas construido. La malla de alambre está diseñada para dar la fuerza adecuada. Asegúrate de que el relleno tenga la suficiente fuerza especificada. Asegúrate también de que la densidad y compactación sean los adecuados. Mantenlo seco. Buena suerte.



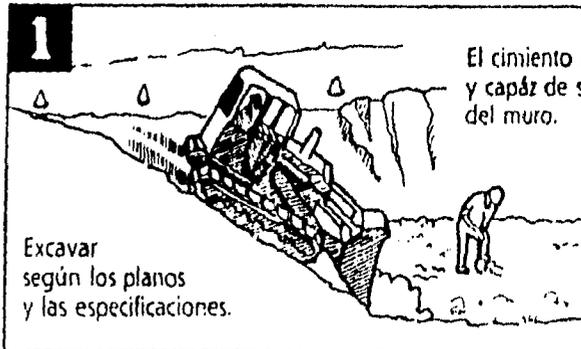
Engancha el paquete de mallas desde la malla mas baja.

Quando descarges las mallas en el sitio de trabajo, engancha las cadenas como se muestra aquí.



EXCAVACION

1



Excavar según los planos y las especificaciones.

El cimiento deberá ser sólido y capaz de soportar el peso del muro.

Si se requiere relleno, deposítalo según la dirección del ingeniero de suelos.

This diagram shows an excavator working on a slope. A person is standing on the ground to the right, and a speech bubble contains text. The excavator is positioned on a slope, and the ground is shown with some texture.

2

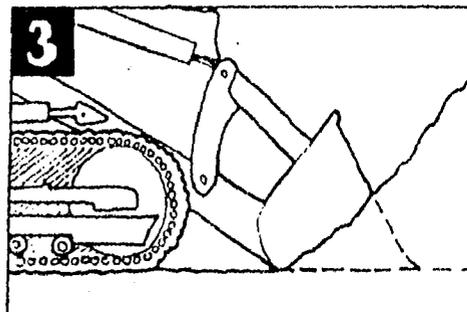


Asegúrate de que el cimiento del muro esté nivelado.

Un poco de tiempo gastado ahora te va a ahorrar mucho tiempo mas tarde.

This diagram shows a surveyor using a level on a slope. A person is standing on the ground, and a speech bubble contains text. The ground is shown with some texture.

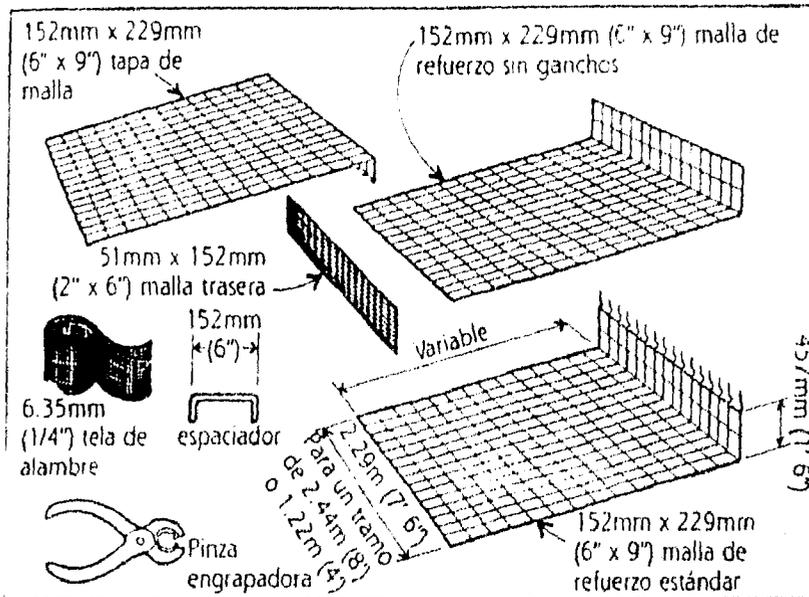
3



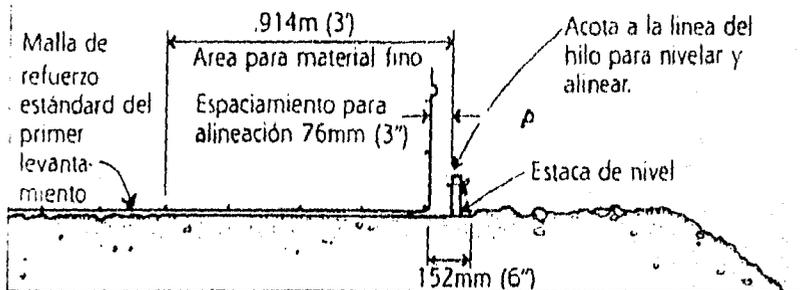
Ancla las terminaciones del muro en tierra sólida. Esto evitará el asentamiento y la erosión del cemento mas tarde.

This diagram shows a close-up of an anchor being inserted into the ground. The anchor is a metal rod with a hook-like end, and it is being pushed into a hole in the ground.

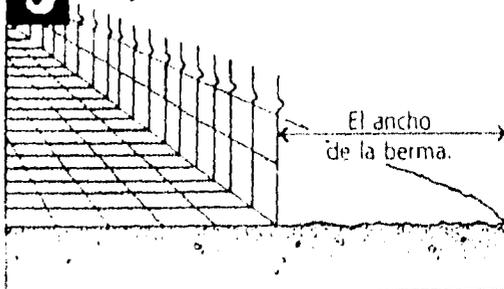
PARTES DEL MURO



4 Debes estar especialmente cuidadoso al preparar el nivel del cemento y colocar el primer levantamiento correctamente.



5 Asegurate de que haya la berma requerida enfrente del muro



El ancho de la berma.

Consulta los planos del proyecto para saber el ancho mínimo del terraplén. Si las condiciones del campo no te dan el ancho mínimo del terraplén, consúltalo con el ingeniero del proyecto.

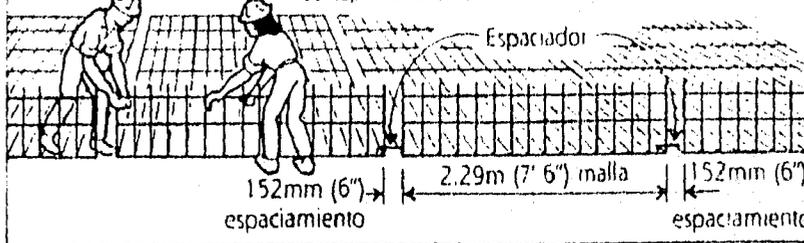
6 Puedes cortar las mallas según las necesidades de excavación.



Corta solamente los alambres transversales.

No disminuyas la longitud de las mallas.

7 Sigue tus planos cuidadosamente especialmente en cuanto a la profundidad de la base y el calibre del alambre. Cada malla mide 2.29m (7' 6") o 1.22m (4') de ancho para cubrir 2.44m (8') o 1.22m (4'). Usa los espaciadores entre las mallas.



Espaciador

152mm (6") espaciamiento

2.29m (7' 6") malla

152mm (6") espaciamiento

8

Para formar una curva cóncava, extiende la parte trasera de las mallas de refuerzo.

Cara, o fachada del muro

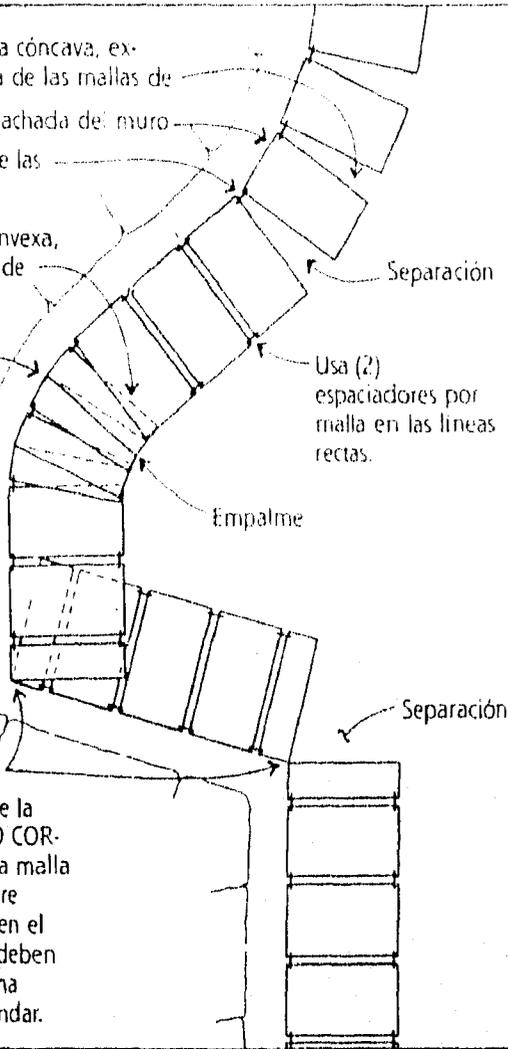
Usa un espaciador entre las mallas en las curvas.

Para formar una curva convexa, empalma la parte trasera de las mallas.

Para formar una curva uniforme, corta las mallas en los alambres transversales. La cara se puede conformar a la curva, pero nunca cortes los alambres de la cara de la malla.

Berma -
Ve paso numero 5

Para formar ángulos, corta los alambres transversales en la base de la malla y dobla la cara. NO CORTES la cara de la malla. La malla trasera y la tela de alambre tienen que ser continuos en el ángulo, así que también deben estar doblados de la misma manera que la malla estándar.



9

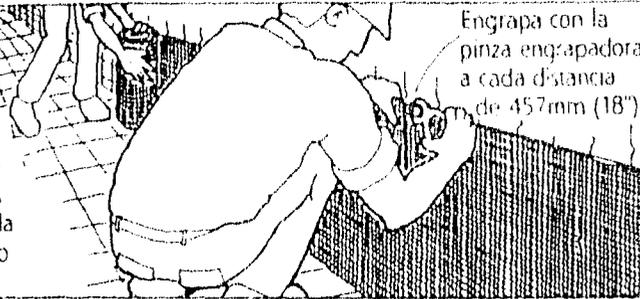
Coloca las mallas traseras detrás de la cara de las mallas reforzadas.

Las mallas traseras son de 2.44m (8') de ancho. Se extienden de centro a centro de las caras de las mallas de refuerzo.



10

Desenrolla la tela de alambre sobre las mallas traseras. Colócala tan tirante como sea posible.

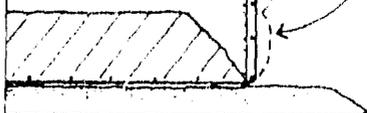


11

Rellena hasta el gancho. Compacta cuidadosamente o se asentará.

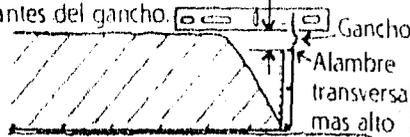
¡Eso es **INCORRECTO!**

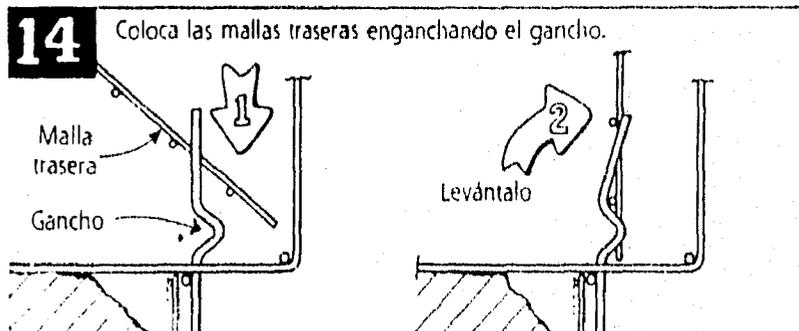
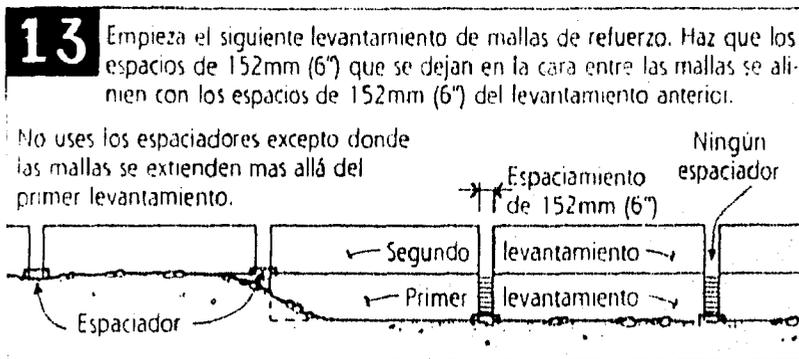
Si no se rellena o si no se compacta suficientemente, en el futuro va a pandearse.



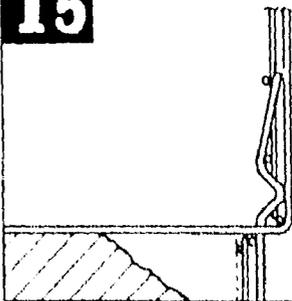
¡Eso es **CORRECTO!**

25mm a 51mm (1" a 2") arriba del alambre transversal mas alto antes del gancho.



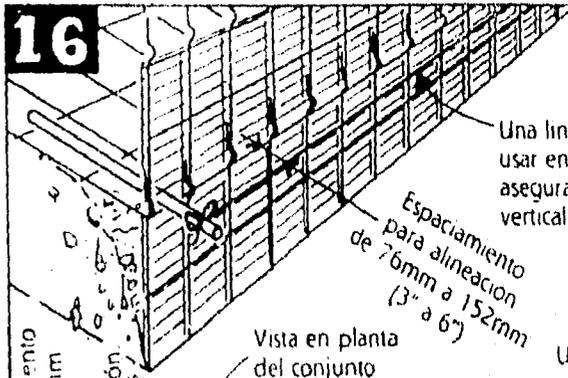


15



Desliza la siguiente malla de refuerzo para que quede atrapada por el gancho de la malla anterior.

16



Una línea de hilo se debe usar en tramos rectos para asegurar un alineamiento vertical y horizontal.

Espaciamiento para alineación de 76mm a 152mm (3" a 6")

Deja un espaciamiento de 76mm a 152mm (3" a 6") para alineación.

Vista en planta del conjunto

Usa 2 estacas en las mallas al final de cada levantamiento.

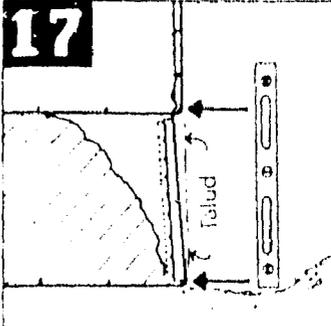
Línea de hilo

Estaca

Espaciamiento para alineación

Coloca y estaca las mallas finales. Alinea con el hilo para colocar las mallas.

17



Ajusta el talud de la malla anterior al jalar o empujar la malla de encima después de que se enganche.
El nivel se coloca contra la base de los alambres verticales.
Cuando se tenga el talud requerido estaca las mallas como se muestra en el paso 16.

18 Empieza el relleno. No operes equipo pesado encima de las mallas sin tierra.

Instala la tela de alambre como se muestra en el paso 10.



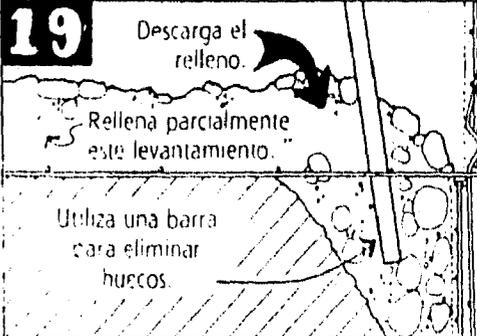
Quando las mallas están cargadas con el relleno, puedes quitar las estacas.

19 Descarga el relleno.

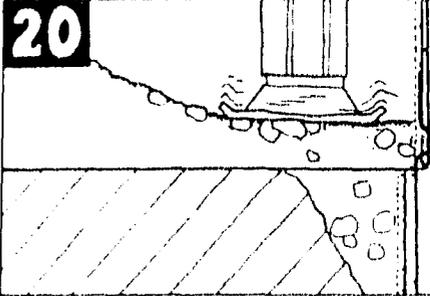
Rellena parcialmente este levantamiento.

Utiliza una barra para eliminar huecos.

Descarga el relleno para que caiga a través de la malla de la base hasta que se rellenen los huecos del levantamiento anterior. Usa relleno que pueda pasar a través de la malla de 152mm x 229mm (6" x 9"). Si deseas, puedes usar piedra de 19mm (3/4") para rellenar esta área.



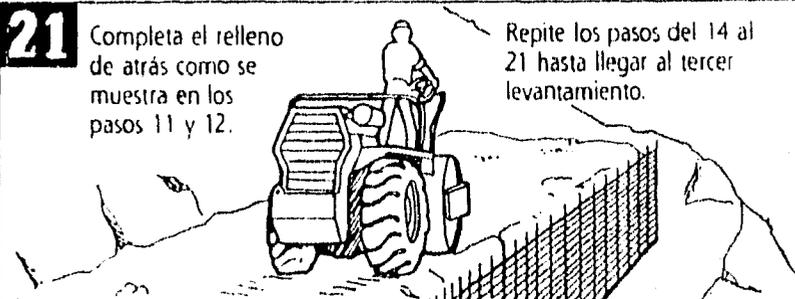
20



Usa un apisonador manual para compactar detrás de la cara del muro.

Mantén un colchón de relleno de 51mm a 76mm (2" to 3") debajo del apisonador para proteger el alambre.

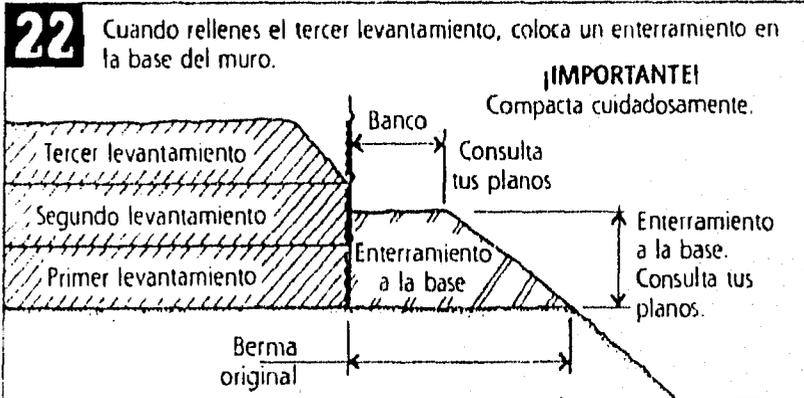
21 Completa el relleno de atrás como se muestra en los pasos 11 y 12.



Repite los pasos del 14 al 21 hasta llegar al tercer levantamiento.

22 Cuando rellenes el tercer levantamiento, coloca un enterramiento en la base del muro.

¡IMPORTANTE!
Compacta cuidadosamente.



Tercer levantamiento

Segundo levantamiento

Primer levantamiento

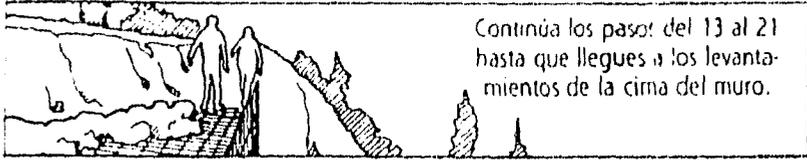
Banco

Consulta tus planos

Enterramiento a la base

Enterramiento a la base. Consulta tus planos.

Berma original



23 Las terminaciones de los levantamientos de la cima requieren mallas traseras dobladas en las esquinas para confinar el relleno de atrás.

1.22m (4') 1.22m (4')

Cubre con tela de alambre.

Engrapa con la pinza engrapadora.

Dobla una malla trasera de 2.44m (8') a 90 grados para obtener una malla trasera de esquina.

Malla de refuerzo sin ganchos para el levantamiento de la cima.

24 Si tu muro está escalonado hasta la cima, usa una malla trasera de esquina al final de cada escalón.

Usa una malla trasera de esquina

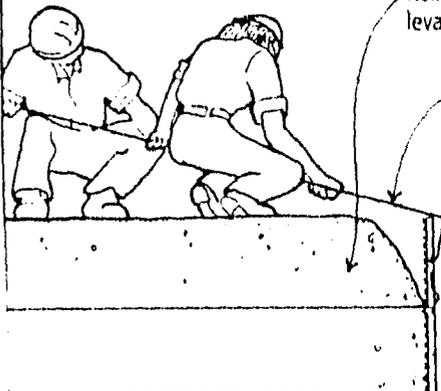
Malla sin ganchos de la cima

Malla sin ganchos	Malla sin ganchos	Malla estándar
Malla estándar	Malla estándar	"
	"	"

Cara del muro

25

Completa el levantamiento final.



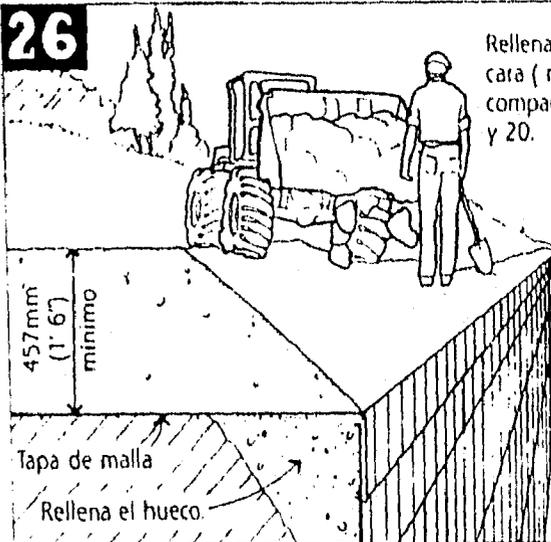
Rellena hasta arriba del último levantamiento. Compáctalo.

Ladea la tapa de malla engan-
chando con los ganchos de en-
frenie el alambre de enmedio
de la malla de abajo.

Acuesta la tapa de malla sobre
el relleno. Estabiece el talud y
coloca las estacas. Empieza a
cubrir el relleno de atrás.

26

Rellena el hueco de atrás de la
cara (malla sin ganchos) y
compacta según los pasos 19
y 20.



Rellena hasta la
cima del nivel final,
o hasta un mínimo
de 457mm (1' 6")
sobre la tapa de
malla.

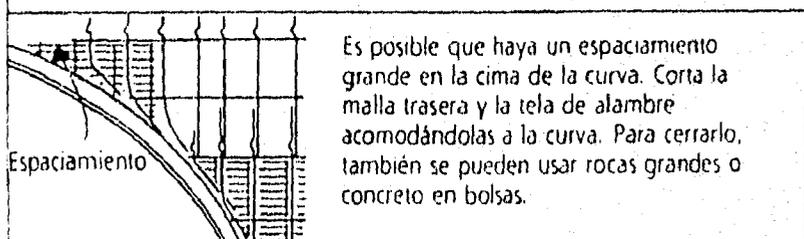
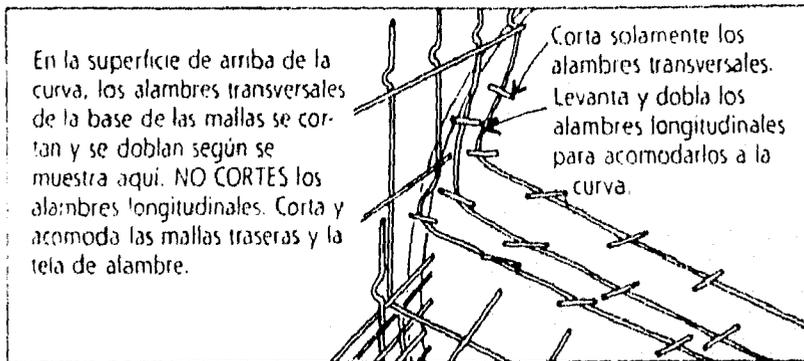
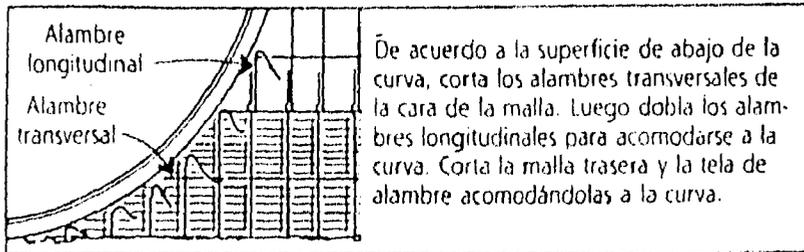
Tapa de malla

Rellena el hueco.

MODIFICACIONES PARA SITUACIONES ESPECIALES

Alcantarilla a través de la cara del muro

Si una alcantarilla o un tubo grande pasa a través de la cara del muro, hay que acomodarse, cortando las mallas.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como ya se explicó, los muros propuestos podrán ser de mampostería o bien de concreto reforzado, tanto en su cimentación como en el cuerpo del muro.

Las alturas recomendables para muros de mampostería son de menos de 6.0 m, debido a que mayores alturas resultan estructuras muy robustas y poco costeables. Para los muros de concreto, la altura sólo depende de su procedimiento constructivo ya que éste se dificulta a grandes alturas.

Otro punto importante que debe tomarse en cuenta es el drenaje frontal, ya que siempre existe la posibilidad de saturación del relleno, provocando que aumente fuertemente la presión sobre el muro sin signo exterior que lo acuse, causando así, una falla abrupta sin previo aviso, por lo que a todos los muros se les colocarán drenes con tubos de 10.0 cm (4.0") de diámetro que atraviesen los muros con unapendiente de $S=0.005$. Estos tubos podrán ser de albañal o PVC, perforados en tresbolillo y embebidos dentro de una capa de filtro que se deberá colocar en la cara interior del muro en un espesor de 50.0 cm como mínimo. La capa será de grava de 3/4" sin finos, podrá ser formada del mismo material local, cribada y de preferencia lavada; deberá también quedar empaquetada dentro de un geotextil tipo PIVYTEC GEO 275 o similar, que las separe del material de relleno y evite la contaminación.

Todos los muros para su diseño deberán ser revisados por volteo, deslizamiento y capacidad de carga; en caso de que los muros de mampostería o concreto no cumplieren con el factor de seguridad contra volteo o deslizamiento, deberá de construirseles un espigón para los muros de mampostería, y para el caso de los muros de concreto un dentellón que les permita tomar al mismo tiempo el volteo y el deslizamiento.

Aunque todos los muros se calculan de la misma manera, deberán de tomarse muy en cuenta las variables en cada caso en especial; estas variantes pueden ser la forma del muro, forma de aplicación de las cargas, terrenos de desplante, etc.

Todos los muros deberán de cimentarse siempre en terreno firme o con la capacidad de carga admisible, deberá evitarse el desplante sobre material de relleno sin compactar o sobre material orgánico, ya que estos materiales tienden a cambiar con el tiempo sus características volumétricas, ya sea por consolidación o por saturación. Además de que pueden sufrir erosión o socavación por la presencia de precipitaciones pluviales, quedando con ésto sin soporte la base del muro.

El muro Hilfiker es una estructura flexible, capaz de aceptar deformaciones importantes sin disminuir considerablemente sus características estructurales. No por esta razón deberá descuidarse el cumplimiento cabal de las recomendaciones y especificaciones, tanto en el proceso de construcción como en el diseño.

En el proceso de construcción de los diferentes tipos de muro (mampostería, concreto armado y Hilfiker) debemos contar con un estricto control de calidad de los materiales especificados por el estructurista, los cuales formarán tanto el cuerpo del muro como su relleno posterior, ya que de este control dependerá el funcionamiento adecuado del muro.

Si te enfrentas al problema de diseñar un muro de contenido, deberás de ejecutar todos los pasos descritos en el cuerpo de la presente tesis, siempre contando con la asesoría para la interpretación de los resultados por una persona con experiencia en el diseño y construcción de los muros de contención.