

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

23
52



LA TIERRA ARMADA. TEORIA, PROCEDIMIENTO

CONSTRUCTIVO Y APLICACIONES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:

ALFONSO CEDILLO VAZQUEZ

MEXICO, D. F.

1983



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.

LA TIERRA ARMADA. TEORIA, PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y APLICACIONES.

I N D I C E

- I. INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA CONTENCIÓN DE TIERRAS. Pag. 1
- II. LA TIERRA ARMADA.
 - II.1 EXPLICACION DEL SISTEMA. Pag. 5.
 - II.2 PRINCIPIOS DEL FUNCIONAMIENTO DE LA TIERRA ARMADA. Pag 12.
- III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.
 - III.1 OPERACIONES PREVIAS AL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA. Pag.32.
 - III.2 FABRICACION, CARGA Y DESCARGA Y ALMACENAMIENTO DE
LOS MATERIALES PREFABRICADOS. Pag 35.
 - III.3 PROCEDIMIENTO DE MONTAJE. Pag.38.
- IV. APLICACIONES Y EXPERIENCIAS DIVERSAS DEL SISTEMA DE TIERRA ARMADA.
 - IV.1 APLICACIONES DIVERSAS DEL SISTEMA DE TIERRA ARMADA. Pag 46.
 - IV. ALGUNAS EXPERIENCIAS INTERNACIONALES. Pag.65.
- V. ANALISIS DE COSTOS. Pag.76
 - V.1 ANALISIS DE COSTO DIRECTO PARA MUROS DE CONCRETO REFOR-
ZADO. Pag 77.
 - V.2 ANALISIS DE COSTO DIRECTO PARA EL SISTEMA DE TIERRA AR-
MADA. Pag 99.
 - V.3 GRAFICA COMPARATIVA DE COSTOS. Pag 128.
- VI. CONCLUSIONES. Pag. 129.

INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA CONTENCIÓN DE TIERRAS.

En la ingeniería práctica es común encontrar el problema de mantener dos masas de tierra vecinas a diferente nivel, tal es el caso de terraplenes en carretera, el terraplén de acceso a un puente, obras viales urbanas, carreteras litorales, muros inundables, secciones en balcón para un camino o ferrocarril, algunos casos de urbanización, etc.

Este problema representa para el ingeniero civil la necesidad de crear soluciones ejecutando obras que habrán de contar con la seguridad necesaria, con un costo admisible y la funcionalidad suficiente.

Tradicionalmente una de las soluciones típicas a este problema ha sido la construcción de taludes naturales. Esta solución siendo efectiva puede no ser aplicable en diversos casos por problemas tales como:

- a) No disponer del espacio necesario para el derrame de los terraplenes, cosa que ocurre con frecuencia en zonas urbanas, o porque tales derrames resultarían demasiados largos, angostos e inseguros y difíciles de construir como sucede en secciones en balcón sobre laderas de fuerte pendiente.
- b) En puentes, pasos a desnivel, alcantarillas y otras estructuras que en ocasiones se trata de evitar taludes con derrames

importantes, sea por no disponer espacio para ellos, para no invadir causes y zonas inconvenientes o por ahorro en el movimiento de tierras.

En los casos en que no se puedan construir los terraplenes práctica común ha sido resolver este problema creando estructuras que soporten los empujes de tierras generados por el nivel existente. Estas estructuras son los llamados muros de contención, los cuales son muros diseñados de manera de mantener la diferencia en los niveles del suelo, siendo la tierra que produce el mayor nivel el elemento generador de presión.

Generalmente estas obras de retención que hemos mencionado son las del tipo " Rígido " y se construyen con dos grupos de muros de acuerdo con la forma en que estos habrán de trabajar, dividiéndose en muros de gravedad y muros ligeros, ambos tipos de muros resistiendo los empujes de tierras sobre sus respaldos.

Los muros de gravedad como su nombre lo indica trabajan evitando el deslizamiento sobre su base y el volteo sobre una de sus aristas, mediante su propio peso, estos generalmente son contruidos con mampostería de piedra o de concreto.

Los muros ligeros son contruidos de concreto reforzado y trabajan resistiendo esfuerzos de flexión a lo largo del muro.

La elección del tipo de muro depende de factores tales como

no análisis comparativos de ~~estas~~, ~~disponibilidad de materiales en~~
las zonas y las ventajas y ~~desventajas~~ que en su ~~comparación~~ ~~con~~
uno presenta.

Existen otros elementos de retención del suelo que ~~comúnmente~~
se son usados en fronteras ~~con agua~~, tal es el caso de las ~~terrazas~~
tacas ancladas.

Rompiendo con todos ~~estos sistemas tradicionales~~ ~~se~~
recientes se ha creado un ~~nuevo sistema~~ para utilizar ~~los~~
los terrenos como elementos de construcción. Este ~~sistema~~ ~~es~~
ma un material de construcción ~~compuesto~~ por un ~~relleno~~ ~~de~~
reforzado con la inclusión de ~~varas~~, varillas, ~~etc.~~ ~~etc.~~
que interactúan con el suelo, ~~por medio de una~~ ~~estructura~~ ~~de~~
nal, el cual es capaz de soportar fuerzas de tensión ~~importantes~~
que aparecen en un relleno ~~como~~ los anteriormente ~~descritos~~ ~~en~~
do al conjunto de tierra y ~~elementos~~. La resistencia a la ~~tensión~~
que el suelo carece en sí ~~mismo~~, con la ventaja de que la ~~acción~~
ción de este refuerzo puede ~~ser~~ en las direcciones ~~de~~ ~~complejas~~
tes.

El lugar de donde ~~emana~~ ~~esta~~ resistencia es el ~~resultado~~
de la fricción interna de los ~~granos~~ del suelo, ~~ya que~~ ~~esta~~ ~~energía~~
que se producen en la masa ~~del~~ ~~suelo~~ se transmiten ~~al~~ ~~suelo~~ ~~en~~
tiras de refuerzo por fricción.

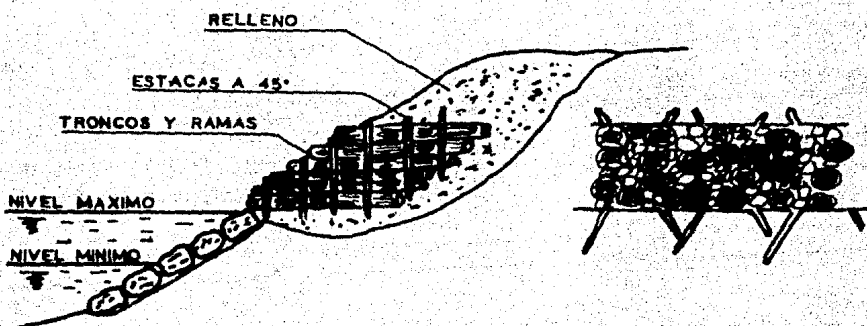
Por la similitud de ~~esta~~ ~~forma~~ de trabajo con ~~la~~ ~~de~~ ~~los~~ ~~casos~~

creto armado este sistema ha tomado el nombre de TIERRA ARMADA.

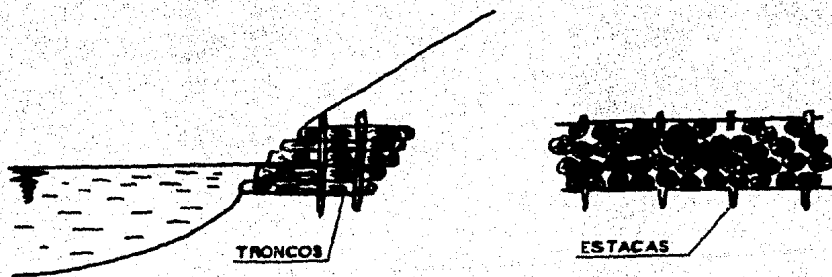
Esta idea de reforzar un suelo para aumentar su estabilidad no es nueva, a través de los tiempos se han realizado esfuerzos para mejorar la calidad de un suelo introduciendo en su masa elementos vegetales, sintéticos o barras metálicas.

El empleo de haces de ramas y troncos ha sido de uso frecuente en la antigüedad para proteger los taludes o márgenes de ríos, canales y lagos contra la erosión provocada por la corriente de agua y por el ascenso y descenso de su nivel debido a las mareas. El objeto de este refuerzo era más la protección del talud contra la socavación que la estabilidad en su conjunto. Pero lo primero contribuyó a lo segundo. En la figura I.1 se muestra los refuerzos utilizados en épocas anteriores.

PROTECCION DE TALUDES EN LA ANTIGUEDAD



COORTE Y SECCION.



COORTE Y SECCION

FIGURA I.1

I. LA TIERRA ARMADA.

II.1 EXPLICACION DEL SISTEMA.

A finales de los años sesentas se desarrolla en Francia la técnica y el sistema de Tierra Armada, cuyo propósito de este sistema es formar un bloque de una sola pieza que sustituye a los muros de contención formados por un talud natural o estructuras y cimentación compleja.

La Tierra Armada es un material de características especiales al asociar la tierra con elementos metálicos llamados armaduras. La adherencia entre los granos de la tierra y las armaduras, juega un papel fundamental en el comportamiento de este material y le proporciona gran cohesión. La fricción existente grano-grano y grano-armadura es la base del funcionamiento de este sistema. La fricción que se presenta entre los granos de la masa del suelo se transmiten a las armaduras el cual resulta ser el elemento que resiste estas fuerzas y le da la resistencia al macizo.

Además de la tierra y las armaduras existe otro elemento de la Tierra Armada de gran importancia que es la Piel o Paramento que nos ayuda además de prevenir la erosión del macizo armado, da a este la flexibilidad necesaria de manera de admitir asentamientos importantes, los cuales en un muro de contención tradicional serían imposibles de admitir.

Resumiendo, lo único que se requiere para la elaboración de

la Tierra Armada es una serie de armaduras, una cubierta que evite la erosión y por supuesto tierra.

En la figura II.1 se muestra un diagrama en el que se explica el sistema.

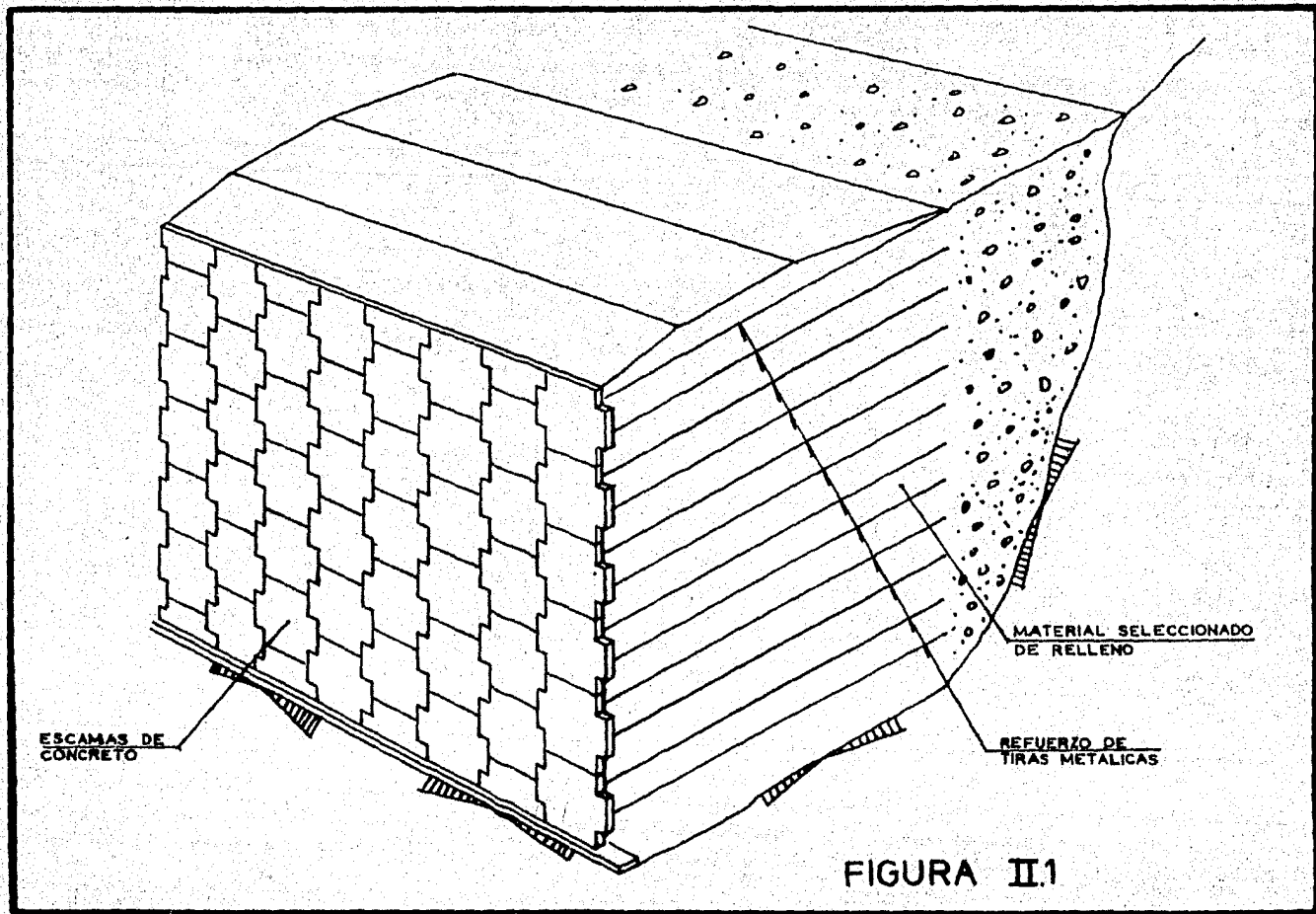
La Tierra de Relleno.

En el relleno de la Tierra Armada se puede utilizar elementos de origen natural que contengan menos del 15% de material fino, es decir que una prueba de granulometría, el material que habrá de pasar la malla No.200 en peso deberá ser menor del 15%.

Otra condición que habrá de cumplir el material de relleno es que el ángulo de fricción interna del material deberá ser superior a 25°, esto con el fin de que se cumpla la adherencia grano-grano y grano-armadura.

Las Armaduras o Esqueletos.

Para el funcionamiento de este sistema es posible utilizar cualquier tipo de armadura resistente como capa de tejido interna, por ejemplo, malla metálica, soleras metálicas o no metálicas. Las armaduras actualmente utilizadas son elementos lineales de acero galvanizado o sin galvanizar de 40 a 60 mm. de ancho y 5 mm. de espesor, las cuales están dentadas a intervalos con el fin de aumentar la adherencia con la tierra.



ESCAMAS DE
CONCRETO

MATERIAL SELECCIONADO
DE RELLENO

REFUERZO DE
TIRAS METALICAS

FIGURA II.1

El largo de estas armaduras generalmente es del 70 al 80% de la altura del bloque; es decir en caso de altura de estructuras del orden de 20 mts. el largo de la barra sería de aproximadamente de 16 mts. Así mismo en una misma estructura el largo de la barra irá aumentando conforme aumente la altura del bloque. Aunque para casos prácticos se utiliza una misma longitud de barra durante la construcción de una estructura.

El Paramento o Piel.

El paramento que limita la Tierra Armada es construido a base de elementos prefabricados y desde la creación de este sistema se trabajó en el desarrollo de la tecnología de este paramento, de manera de darle al conjunto la deformabilidad similar a la que posee un relleno natural.

El problema de construir un relleno cuya superficie estuviera limitada por un muro de contención tradicional construido sobre un suelo compresible conduciría a una cimentación sobre pilas, ya que este no podría soportar asentamientos sustanciales. La única parte que podría limitar la flexibilidad del sistema sería el paramento. De esta manera fué necesario desarrollar la tecnología de los elementos prefabricados de manera de darle al paramento una flexibilidad considerable.

La primera técnica desarrollada fué la construcción del paramento a base de elementos metálicos, con una forma semi-elíptica,

con un diámetro de 0.33 mts. y 10 mts. de largo cada pieza (Fig. II.2).

La deformabilidad en la dirección vertical es provista por la forma del elemento el cual se deforma conservando la forma semi-elíptica, con una reducción de su altura.

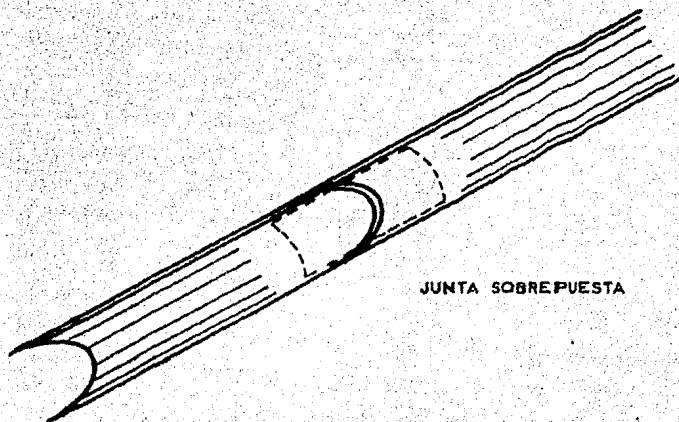
En la dirección horizontal, la deformación es aceptada por una junta sobrepuesta con la misma sección de los elementos, la cual es colocada en la parte interior de los elementos (Fig. II.2).

Años más tarde un paramento formado a base de escamas cruciformes de concreto de 1.50 mts. por 1.50 mts. fué diseñado (Fig. II.3).

En este tipo de paramentos las escamas se fabrican con unos pernos verticales los cuales enlazan los paneles y proveen al paramento de una buena flexibilidad horizontal. Horizontalmente entre escamas, se colocan unas juntas a base de tiras de corcho aglomerado con resina epóxica que permiten el asentamiento flexible entre escamas en la dirección vertical.

Verticalmente entre escamas se utilizan unas juntas de espuma de poliuretano, cuya función es la de permitir el paso del agua impidiendo el de los finos del material de relleno.

ELEMENTOS METALICOS



JUNTA SOBREPUESTA

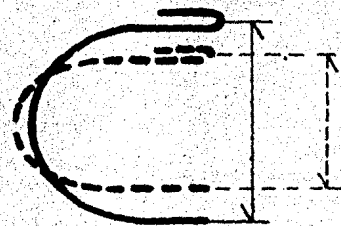


FIGURA II.2

ESCAMA PREFABRICADA DE CONCRETO

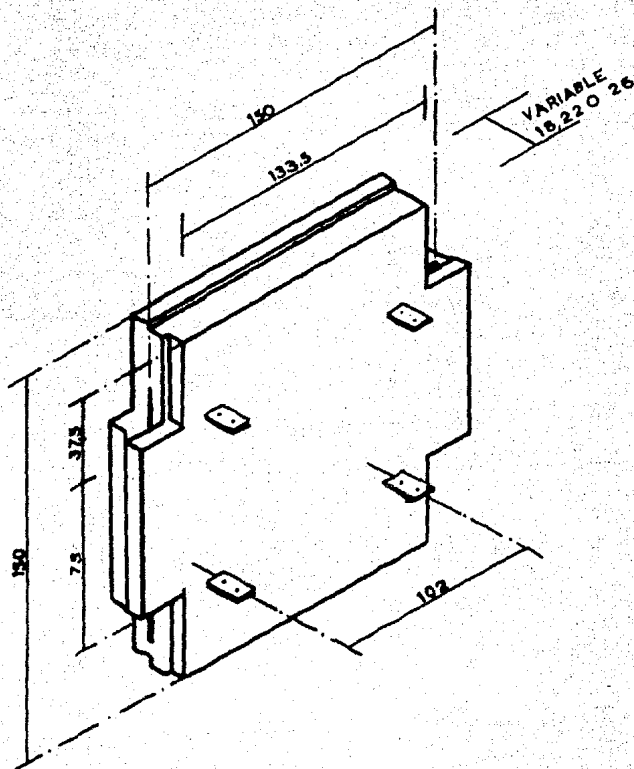


FIGURA II.3

Estas juntas verticales y horizontales entre las escamas además de sus funciones anteriormente descritas sirven de elemento blando entre escamas evitando así su colisión y fractura.

En México por el costo y la apariencia, conviene más la utilización de elementos prefabricados de concreto, ya que los metálicos además de ser más caros dan la apariencia de provisionales.

En ningún momento se puede decir que el paramento o piel esté absorbiendo esfuerzos como si fuera un muro de contención o talud, sino por el contrario, las piezas que lo integran al estar completamente instaladas quedan afianzadas de las armaduras, con la carga distribuida sobre el bloque armado y no sobre ellas mismas.

En realidad la única función de las escamas es la de evitar la erosión del macizo de Tierra Armada.

Cimentación.

En la Tierra Armada no existe ninguna cimentación elaborada puesto que el bloque constituirá una sola pieza que se levantará o hundirá conforme a los movimientos del terreno en que se haya colocado. Si existen asentamientos todo el macizo se hundirá parejo, ya que la Tierra Armada es un macizo flexible que se adapta a los elementos del terreno.

En la parte inferior del paramento se cuele un firme

de concreto, que no es zapata, y su función es la de facilitar el alineamiento y la nivelación de la primera fila de escamas y medias escamas que se colocan al inicio de la construcción del macizo (Fig. II.4).

VENTAJAS QUE PRESENTA LA TIERRA ARMADA.

Las principales ventajas que presenta la Tierra Armada como proceso constructivo son las siguientes:

- Posibilidad de utilizarla en la construcción de grandes macizos de tierra con tratamiento similar al de un terraplén.
- Flexibilidad, que le permite adaptarse a terrenos con características geotécnicas mediocres. En Tierra Armada se admiten asentamientos diferenciales de 1% para un muro de 6 mts. de altura; asentamientos completamente imposibles para estructuras rígidas.
- En el sentido de las armaduras experimentan mínimas deformaciones, por lo que prácticamente las elimina del paramento.
- Tiene un excelente comportamiento ante las vibraciones y temblores de tierra, lo cual ha sido demostrado tanto en los laboratorios como en los prototipos.
- Costo reducido. El Costo de una obra de Tierra Armada es inferior al de una obra clásica, aumentando la diferencia en cuanto

DALA PARA DESPLANTE DE ESCAMAS.

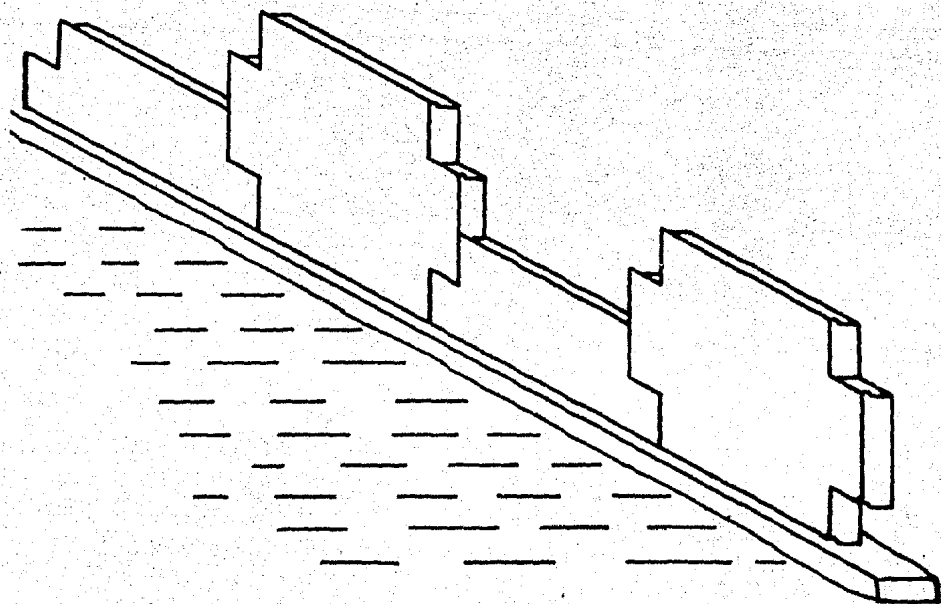


FIGURA II4

mayor es la altura y la longitud del paramento. En lo que se refiere a obras con terreno de cimentación mediocre es aún más notable la diferencia debido a que la solución de Tierra Armada suprime las cimentaciones especiales.

II.2 PRINCIPIOS DEL FUNCIONAMIENTO DE LA TIERRA ARMADA.

La fricción existente entre la tierra y los refuerzos es el fenómeno esencial del funcionamiento de la Tierra Armada, 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 de Tierra Armada 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 más grande sea el espaciamiento entre refuerzos. De ésta manera si los refuerzos estuvieran muy lejanos 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 de la Tierra Armada 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 producen 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 con siderándolo ser el mismo en ambos lados del refuerzo:

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

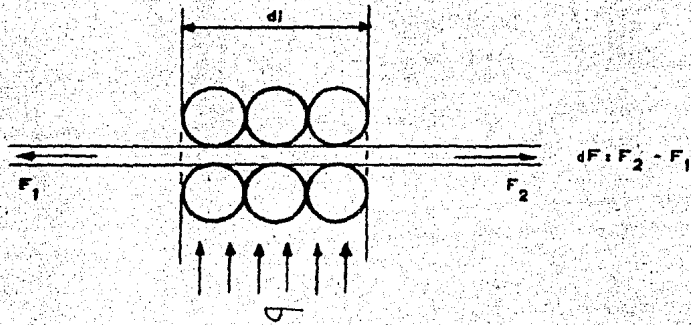
siendo:

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

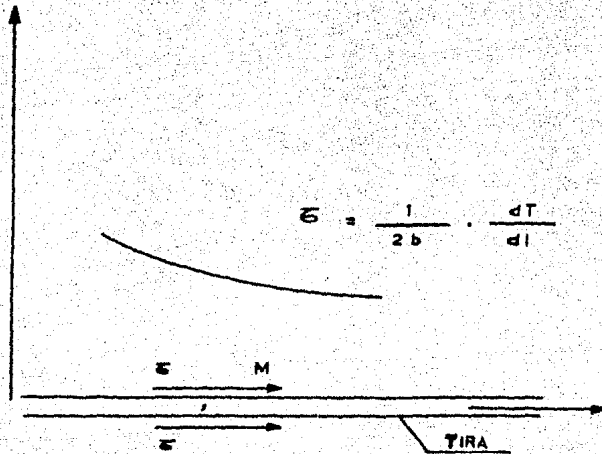
l : abcisa del punto considerado.

b : ancho del refuerzo.

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



FUERZAS DE TENSION EN LAS TIRAS



VARIACION DE LAS FUERZAS DE TENSION Y ESFUERZOS EJERCIDOS SOBRE EL REFUERZO

FIGURA II.5

El principio de la Tierra Armada es constituir con un medio granular el cual es incapaz de soportar fuerzas de tensión en sí mismo, creando un medio que posea una cohesión debido al refuerzo flexible, el cual puede resistir la tensión.

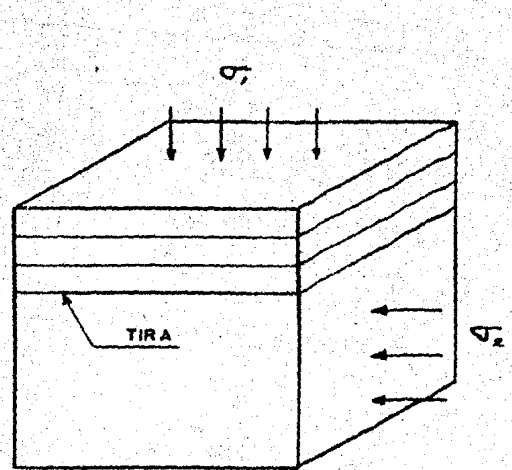
Estudios teóricos basados en el método del elemento finito han mostrado la forma en la cual la cohesión aparece localmente en la masa. El caso elemental corresponde al comportamiento de una muestra de arena reforzada en una prueba de cortante bajo condiciones de deformación planas.

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

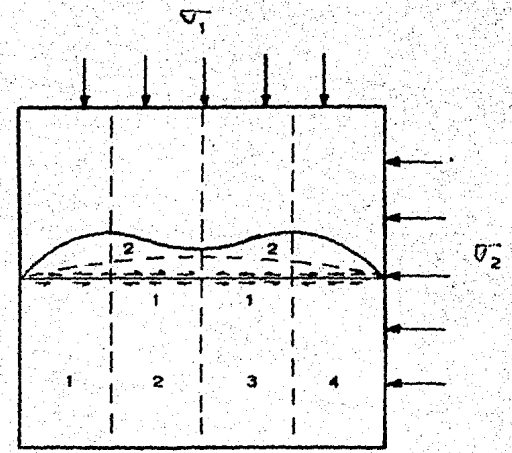
- a) Para valores bajos de los esfuerzos verticales σ , todas las curvas de tensión presentan un máximo sobre el eje de la muestra. La dirección de los esfuerzos cortantes (ejercido sobre el refuerzo) imposibilitaba separar la muestra en dos partes simétricas las cuales estaban conectadas por los refuerzos.
- b) Para valores altos de los esfuerzos verticales σ , todas las curvas de tensión presentaban dos máximos y un mínimo sobre el eje de la muestra. Por lo tanto era posible separarla en cuatro zonas de acuerdo a la dirección de los esfuerzos cortantes (Fig. II.6).

La existencia de estas zonas conectadas por los refuerzos es un aspecto fundamental de la Tierra Armada. Una de las principa

FUERZAS DE TENSION EN LOS REFUERZOS DE UNA MUESTRA DE ARENA REFORZADA EN UNA PRUEBA BIAXIAL



2 Valores altos de σ_1
 1 Valores bajos de σ_1



A) MUESTRA DE TIERRA ARMADA EN PRUEBA BIAXIAL (DEFORMACION PLANA)

B) DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS DE TENSION, METODO DEL ELEMENTO FINITO

FIGURA II.6

les características de los macizos 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 ésta es una superficie potencial de falla de los refuerzos del macizo armado.

PRUEBAS EN MODELOS REDUCIDOS A ESCALA.

Las primeras investigaciones de la Tierra Armada fueron realizadas en modelos reducidos a escala, en los cuales el paramento y los refuerzos eran hechos de papel, pero estas pruebas solo conducían a la obtención de resultados cualitativos.

Más tarde dos tipos de modelos fueron desarrollados:

- 1) Modelos en los cuales las tiras de refuerzo tenían una resistencia constante y uniforme y donde los macizos fueron construídos o cargados de modo que fallaran. Estos modelos eran bidimensionales y en estos se representaba la tierra por medio de barritas metálicas de longitud relativamente grande con respecto a su diámetro. Las tiras de armado se representaban utilizando el mismo material de los prototipos. En estos modelos se representaban principalmente los tipos de falla susceptibles de presentarse.
- 2) Modelos con las mismas características de los anteriores, pero en los cuales algunas de las tiras de refuerzo fueron equipadas

MODELO DE PRUEBAS BIDIMENSIONALES

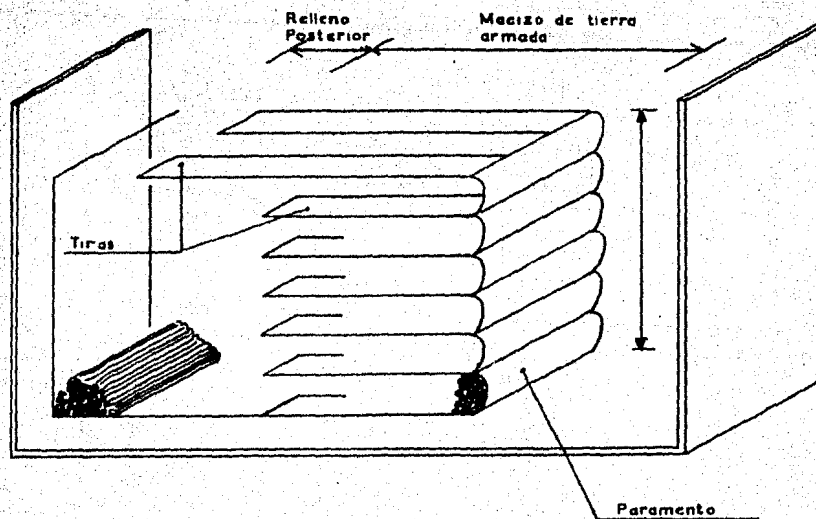


FIGURA II.7

con medidores de las deformaciones. Los primeros modelos de este tipo fueron realizados en la Universidad de Los Angeles (U.C.L.A.)

Los modelos a escala representaban dos ventajas sobre los experimentos realizados en los prototipos:

- A) Permitían estudiar el comportamiento de la estructura a la falla, lo cual era imposible de realizar en las estructuras actuales.
- B) Los modelos a escala eran rápidos de construir y más baratos, lo cual permitía el estudio de la influencia de los diferentes parámetros involucrados en el sistema.

En la Figura II.7 podemos observar el modelo descrito anteriormente.

Los resultados en este tipo de modelos mostraron dos tipos de fallas:

- Falla por rotura de los refuerzos.
- Falla por falta de adherencia debida a una insuficiente longitud de los refuerzos.

Los estudios e investigaciones que se estuvieron llevando a cabo para analizar el sistema de Tierra Armada en modelos bidimensionales y tridimensionales en diferentes laboratorios estuvieron conduciendo a diferencias entre los investigadores, por un lado en las investigaciones realizadas en la Universidad de Los Angeles

conducían a la confirmación de la Teoría de Rankine aplicada a los sistemas de Tierra Armada, es decir a la existencia de un estado plástico activo en el macizo así como a la existencia de planos de falla en un ángulo de $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ con respecto al plano horizontal. Por otro lado las investigaciones realizadas por J. Bacot para I.N.S.A. en Lyon Francia y estudios realizados por F. Schlosser para L. C. P. C. (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) en París Francia sobre modelos tridimensionales, mostraron serias divergencias con los mecanismos descritos por UCL, admitiendo que las alturas críticas del macizo en la falla era notoriamente más cercana al paramento que el plano de falla que supone la Teoría de Coulomb.

PRUEBAS EN PROTOTIPOS.

Las diferencias suscitadas entre los resultados experimentales en pruebas realizadas en modelos bidimensionales y tridimensionales de laboratorio y el desacuerdo entre los investigadores, condujo a la realización de pruebas en las estructuras construidas con Tierra Armada.

Estos experimentos proporcionaron una contribución esencial al conocimiento del mecanismo de la Tierra Armada y a entender su comportamiento.

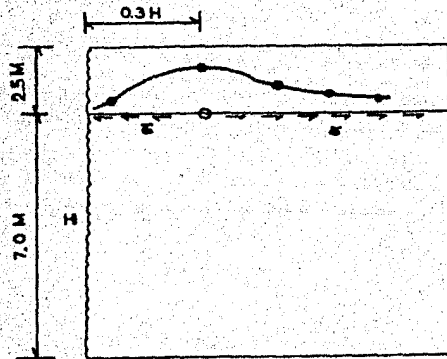
Para esto el L.C.P.C. de París instrumentó algunas de las estructuras ya construidas. En estos experimentos se evidenció la existencia de una zona "activa" y una zona "resistente" separada por la localiza-

ción de las fuerzas de tensión máximas. En la zona "activa" los esfuerzos cortantes ejercidos sobre los refuerzos están orientados hacia el exterior del macizo, mientras que en la zona "resistente" estos están orientados hacia el interior. La localización de las fuerzas de tensión máximas eran muy diferentes de las consideradas por el plano de falla de Coulomb. La forma de esta línea era muy cercana a la de una espiral logarítmica, pasando por el pie del macizo con un ángulo de $\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}$ con respecto al plano horizontal y siendo vertical en la superficie del macizo.

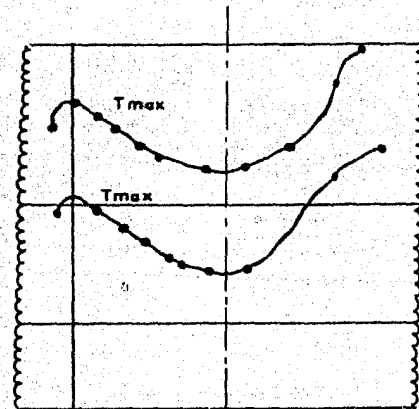
La figura II.8 muestra algunas curvas de distribuciones típicas de las fuerzas de tensión en los refuerzos y la localización de las fuerzas máximas de tensión en diferentes macizos.

Para todos los macizos experimentales, una envolvente de las diferentes curvas puede ser obtenida trazando la porción de la línea vertical localizada a una distancia de $0.3H$ del paramento (H siendo la altura del macizo), esta línea iría hasta una profundidad de $0.5H$ y la porción restante de la línea a una inclinación de $\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}$ con respecto al plano horizontal pasando por el pie del macizo. La determinación exacta de las fuerzas de tensión es muy importante ya que condiciona la longitud del refuerzo en el diseño. Lo anterior implica que las fuerzas de tensión máximas deben ser equilibradas por la fricción desarrollada en la zona "resistente".

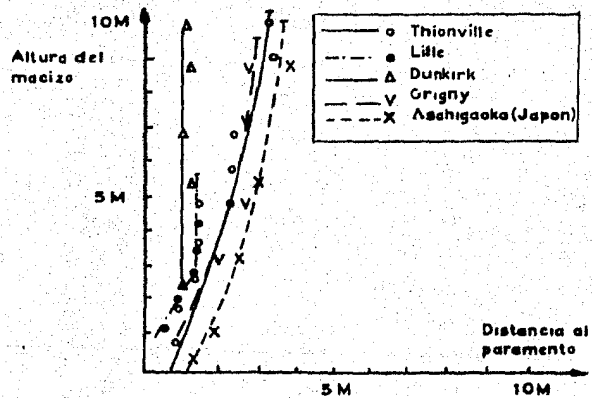
Por lo anterior podemos concluir que los resultados en los cuales se aceptaba la Teoría de Coulomb para los planos de falla en la



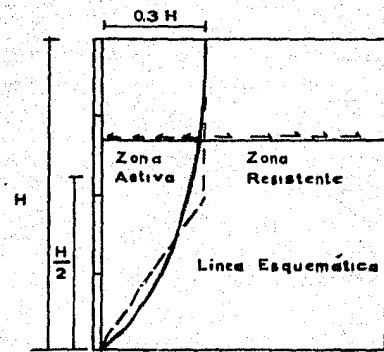
a) INCARVILLE (1968)



b) DUNKERQUE (1970)



c) Líneas de fuerzas de tensión máximas en 5 macizos diferentes



d) Línea experimental de máximas tensiones y línea envolvente

Tierra Armada eran demasiado conservadores. La Teoría de Coulomb implica que la longitud de los refuerzos dentro de la zona activa es en la parte superior del macizo de 0.6H, mientras que los resultados experimentales señalan que la longitud es de 0.3H.

Actualmente los métodos de diseño adoptados para el diseño interno y la determinación de las fuerzas de tensión máximas están basados en los resultados de los experimentos en prototipos. Estos consideran el equilibrio de un elemento de suelo alrededor del refuerzo, limitado por un lado por el paramento y por el otro lado por la posición de la fuerza de tensión máxima. La consideración verificada en modelos mediante fotoelasticidad, adoptada para la formulación de estos métodos considera que los esfuerzos cortantes que actúan sobre el plano horizontal en una equidistancia entre dos refuerzos son cero. Esta consideración conduce a la fórmula para las fuerzas de tensión máximas en las tiras de refuerzo:

$$T_{\max} = K \cdot \sigma_v \cdot \Delta H \quad \dots\dots\dots (2)$$

donde:

σ_v : es el esfuerzo normal calculado de acuerdo a la repartición de Meyerhoff

K : coeficiente obtenido de experimentos en prototipos de acuerdo a la siguiente expresión:

para $z \leq z_0$ ($z_0 = 6$ mts.)

$$K = K_0 + (K_a - K_0) \frac{z}{z_0} \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{para } z \geq z_0 \quad K = K_a \dots\dots\dots (4)$$

FRICCIÓN EN LA TIERRA ARMADA.

El principio de la Tierra Armada está basado en la fricción generada entre el suelo y refuerzo. Esta fricción es un fenómeno complejo especialmente en el caso de las estructuras actuales donde los refuerzos consisten de elementos lineales.

Para determinar el coeficiente de fricción suelo-refuerzo, varios tipos de pruebas han sido realizadas:

- 1) Pruebas de cortante directo utilizando el suelo y el material de refuerzo.
- 2) Pruebas de extracción de los refuerzos empotrados estos en el interior del macizo armado.

Los resultados en pruebas de extracción condujeron a la definición de un aparente coeficiente de fricción:

$$f^* = \frac{C}{h} \dots\dots\dots (5)$$

Este coeficiente no toma en cuenta el valor de los esfuerzos normales ejercidos sobre el refuerzo, pero si el valor del esfuerzo de sobrecarga γh .

Para el "suelo de fricción" el coeficiente de fricción f^* puede ser más importante que el valor del coeficiente real de fricción f medido por ejemplo en las pruebas directas de cortante.

Los principales factores que afectan al coeficiente de fricción f^* para los suelos de fricción son:

- 1) La densidad del relleno.
- 2) El estado de la superficie de los refuerzos.
- 3) La presión normal del suelo sobre los refuerzos.

Actualmente se realizan investigaciones para estudiar la fricción en macizos de Tierra Armada con suelos teniendo una alta proporción de material fino y la posibilidad de utilizarlos en estructuras de tierra Armada está siendo considerada.

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 causada 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 muros de retención tradicionales y para el diseño de estructuras cargadas por carga concen-

trada, por ejemplo: estribos de puentes. 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).

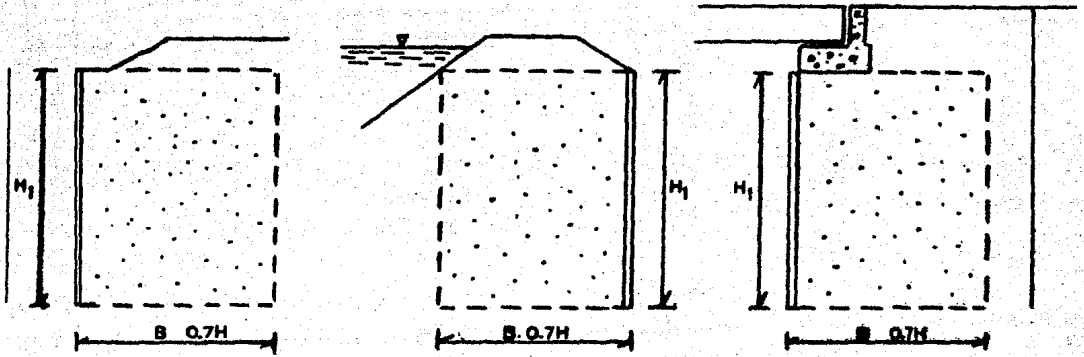


FIG. II.9 Prediseño de una estructura de Tierra Armada.

Cálculo de la Fuerza de Tensión Máxima en los Refuerzos.-

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

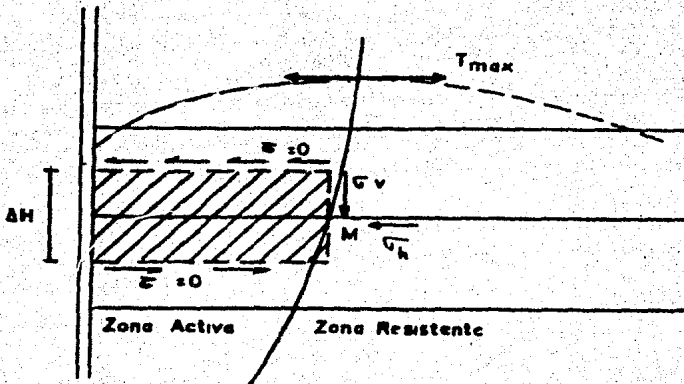


Fig. II.10 Equilibrio de un prisma elemental y cálculo de la Tensión Máxima.

En el punto M no hay esfuerzos cortantes ejercidos sobre el refuerzo por el suelo ($\sigma = \frac{dT}{dl} = 0$) 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 máximas (T_{max}) en los

n refuerzos por metro lineal.

Esto conduce a la fórmula:

$$T_{\max} = \frac{1}{n} \cdot \Delta H \cdot \sigma_h \dots\dots\dots (6)$$

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

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v$$

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

para: $z \leq z_0$	$K = K_0 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + K_a \frac{z}{z_0}$	} \dots\dots\dots (7)
para: $z \geq z_0$	$K = K_a$	

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

con :

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

z₀ : profundidad crítica (6 mts.)

σ_v : esfuerzo vertical total.

Los esfuerzos verticales σ_v son calculados sobre la base de la distribución de Meyerhoff, considerando el equilibrio de los mo-

mentos 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_v estará dado por la fórmula:

$$\sigma_v = \gamma z \left[1 + K_a \left(\frac{z}{L} \right)^2 \right] \dots (8)$$

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 K_0 , y solamente cuando el refuerzo cortante se incrementa alrededor de los refuerzos el suelo está siendo puesto progresivamente en estado de falla.

El cálculo de σ_h descrito anteriormente toma en consideración exclusivamente las fuerzas verticales ejercidas en la parte superior de la estructura. De cualquier manera (σ_h) puede ser también afectada por la difusión de una fuerza horizontal Q_2 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 de la longitud del 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 está determinada por la fórmula:

$$L = L_o + L_a \quad \dots\dots\dots (9)$$

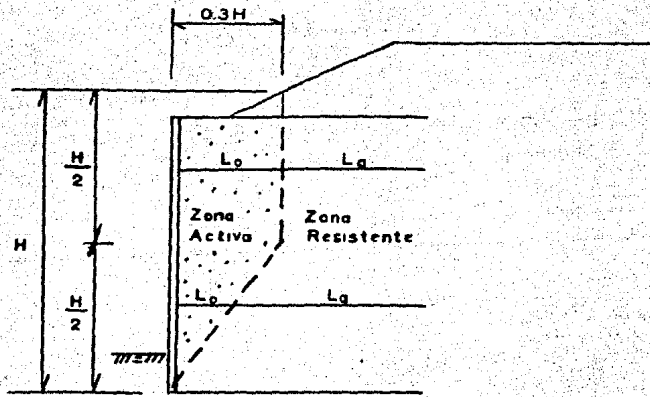
con:

- L_o : longitud de la porción del refuerzo localizado dentro de la zona "activa"
- L_a : longitud de adherencia correspondiente a la longitud de la porción del refuerzo localizado en la zona "resistente"

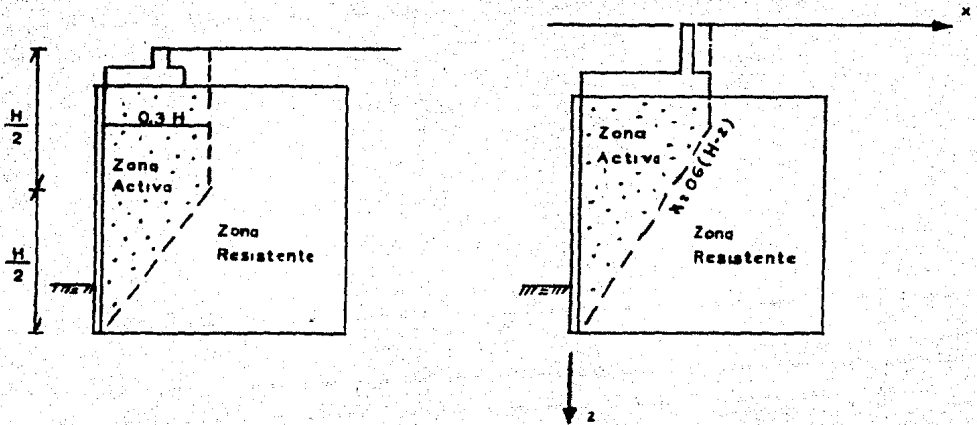
El esquema de la localización de las fuerzas de tensión máximas adoptadas para el diseño interno de macizos es ilustrado en la figura II. Este esquema está basado en medidas realizadas en actuales estructuras así como en resultados teóricos mediante el método del elemento finito. En cualquiera de los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

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

$$T_{\max} \leq \int_{L-L_a}^L 2b \cdot n \cdot \sigma_v^*(x) \cdot f^* \cdot dx \quad \dots\dots(10)$$



A) MUROS



B) ESTRIBOS

LOCALIZACION DE LAS FUERZAS DE TENSION MAXIMAS

FIGURA II.11

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 más 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 σ_v^* son diferentes de los esfuerzos verticales σ_v calculados de acuerdo con la fórmula (7) para la determinación de las fuerzas de tensión máximas (T_{max}) 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 Armada es completamente diferente al estado de esfuerzos de Rankine ($\sigma_1 = \gamma \cdot z$; $\sigma_3 = K_a \cdot \gamma z$). El actual esfuerzo vertical varía a lo largo de la tira de refuerzo y en el punto de la fuerza de tensión máxima, en la parte más baja del macizo, su valor es inferior al del esfuerzo de sobrecarga (γz).

Tal y como fué indicado en el párrafo de la Fricción en la Tierra Armada, el valor de f^* varía con el estado de la superficie de los refuerzos. Así que podemos distinguir entre el caso de tiras lisas y tiras corrugadas.

Para tiras lisas : $f^* = 0.4$

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

$$\text{para } z \leq z_0 \quad f^* = f_0^* \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \cdot \text{tg } \emptyset \quad \dots\dots(11)$$

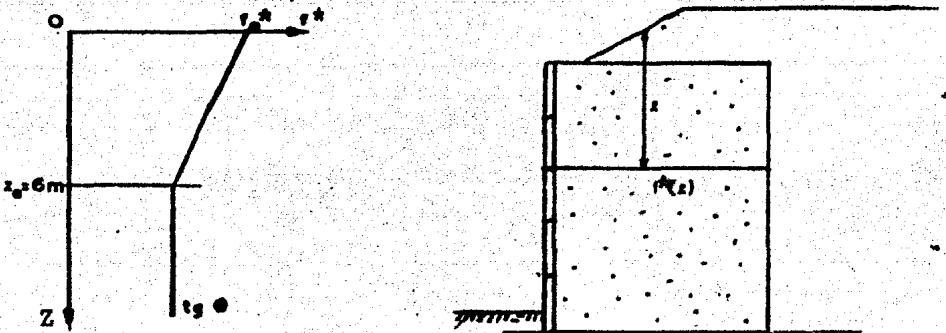
$$\text{para } z \geq z_0 \quad f^* = \text{tg } \emptyset$$

z_0 siendo la profundidad crítica ($z_0 = 6$ mts.) y f_0^* es la fricción en la superficie dada por la fórmula:

$$f_0^* = 1.2 + \log Cu \quad \dots\dots\dots(12)$$

Cu siendo el coeficiente de uniformidad del material de relleno ($Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$).

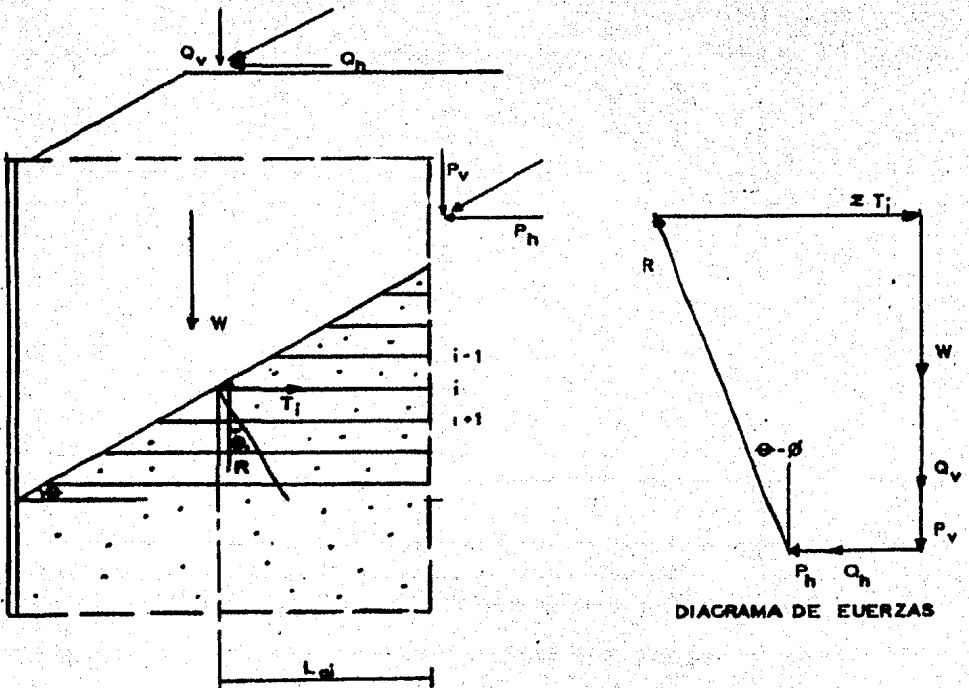
La variación de f^* para las tiras corrugadas se muestra en la siguiente figura:



Método de los Estados Límite.-

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

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



- el peso de la cuña W .
- los componentes horizontales y verticales de la carga Q_v y Q_h .
- la fuerza pasiva con los componentes vertical y horizontal P_h y P_v .

- la reacción 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:

$$T_i = (P_h + Q_h) + (W + Q_v + P_v) \operatorname{tg}(\theta - \theta) \dots\dots\dots (13)$$

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:

$$T_i = \min \left\{ n_i R_T \int_{L-L_a}^L 2b \cdot n_i \cdot \sigma_v^* \cdot f^* \cdot dx \right\} \dots\dots\dots (14)$$

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 con considerados y para diseñar la estructura (número de tiras de refuerzo por metro lineal y la longitud del refuerzo) considerando primeramente los planos pasando por la parte más alta del paramento y después gradualmente los planos pasando por los puntos más bajos del paramento.

III PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

III.1 OPERACIONES PREVIAS AL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA.

Tipo de Organización.

La ejecución de estructuras de Tierra Armada debe ser organizada esencialmente como una obra de movimiento de tierras. El rendimiento en el montaje del paramento y colocación de armaduras depende muy directamente de una buena organización en el movimiento de tierras.

El espesor de las capas de relleno es de 37.5 cms. y el volumen de cada una de ellas viene determinado por la longitud del muro y la longitud de las armaduras.

En el caso de existir terraplén de acceso y/o derrame en el lado opuesto del paramento habrá que sumarlo al volumen del macizo armado, sin que dicho incremento de tierras deba necesariamente cumplir las condiciones específicas impuestas para los macizos de Tierra Armada. (Fig. III.1).

Estimación del Equipo Necesario para el Montaje.

El equipo humano estimado para las operaciones de montaje es el siguiente:

- 1 Sobrestante, jefe de equipo o similar.
- 1 Oficial albañil o similar.
- 4 Peones.

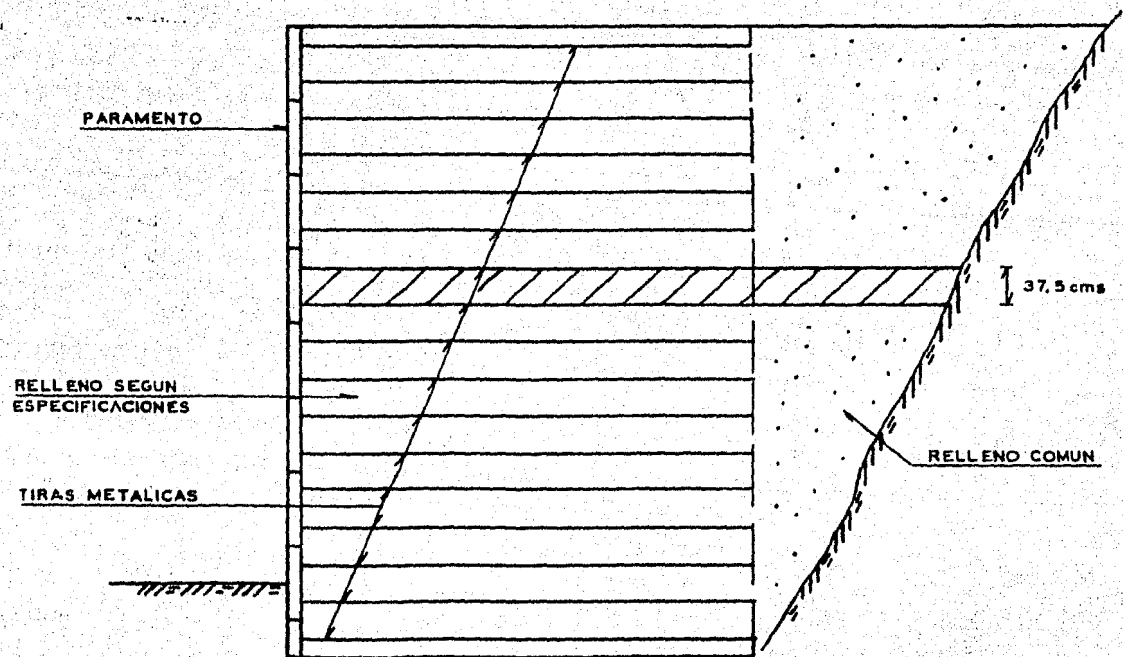


FIGURA III.1

Tanto para la carga y descarga de escamas así como para el montaje de las mismas se habrá de contar con algunas piezas especiales tales como:

- Eslinga para la descarga de escamas (Fig.III.2)
- Eslinga de montaje con anillo especial de enganche a la grúa (Fig. III.3)
- Plantilla de gálibo (Fig III.4)

Equipo Mecánico y Accesorios.

- Una pequeña grúa móvil de 2 Toneladas de potencia. En este caso se puede usar una grúa montada sobre camión de las del tipo HIAB.
- Gatos para la rigidización de las escamas de montaje.

Además de este equipo mencionado habrá de ser necesario contar con los siguientes accesorios para el montaje de la estructura tales como cuñas de madera, barras de uña, reglas metálicas de 2.5 a 3.0 mts., nivel y plomada, madera para el apuntalamiento de la primera fila de escamas y largueros de madera para el almacenamiento de las escamas.

Con el equipo que se ha señalado se pueden realizar todas las operaciones necesarias de: descarga, almacenaje, montaje, reglaje de escamas y colocación de armaduras.

Con el equipo anteriormente descrito se tendrá un rendimiento normal del montaje en condiciones aceptables de acceso a la obra y

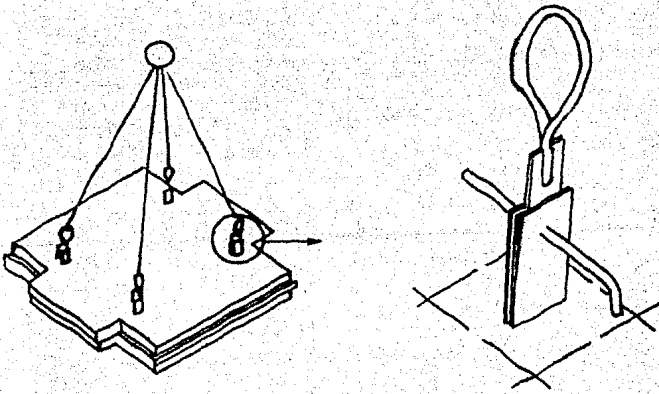


FIGURA III.2

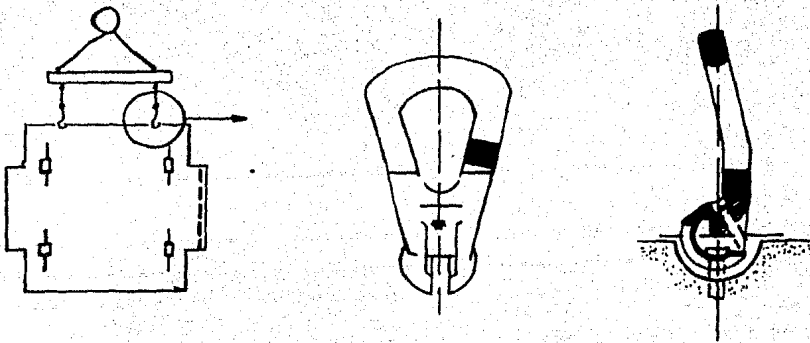


FIGURA III.3

PLANTILLA DE GALIBO

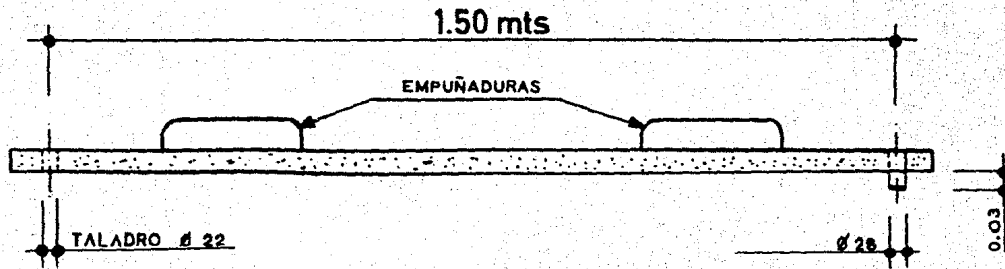


FIGURA III.4

longitud de la misma que puede cifrarse entre 40 y 50 M²/día de paramento terminado.

III.2 Fabricación, Carga y Descarga y Almacenamiento de los Materiales Prefabricados.

Fabricación.-

La fabricación de escamas se elabora a base de concreto simple con una resistencia $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ y con un tamaño máximo de agregado de $3/4"$. Para el cimbrado de estas escamas usualmente se utilizan cimbras metálicas debido al gran número de usos que estas pueden proporcionar. El concreto para la fabricación de escamas puede ser elaborado en obra con las precauciones necesarias a tomar en cuanto a dosificación, mezclado, transporte, colado y vibrado.

Las armaduras metálicas fabricadas comúnmente en anchos de 40 y 60 mm son fabricadas con acero estructural del tipo A-36 con una resistencia a la tensión de $4,200 \text{ Kg/cm}^2$. Estos elementos metálicos debido al eventual contacto que pudieran tener con el agua y para protegerlos contra la corrosión se les aplica un galvanizado de 5 grs/dm².

Carga y Descarga.-

El transporte de las escamas y armaduras a la obra se podrá realizar en camiones de gran tonelaje (25 Tons) por lo que el acceso a la obra habrá de ser el adecuado hasta el lugar que previamente se designe para la descarga y el almacenamiento de estos elementos.

Tanto para la carga como para la descarga de las escamas se utilizarán las eslingas. En el caso de las armaduras cuando estas sean muy largas se utilizan perfiles de manera de evitar que estas se puedan doblar durante la carga.

Almacenamiento.-

Tanto el transporte como el almacenamiento de escamas habrá de ser en posición horizontal con los arranques de las escamas colocados hacia arriba. El almacenamiento de escamas lo podemos observar en la Figura III.5, es necesario utilizar tabloncillos de 3"x6" para evitar que se asiente directamente una escama sobre otra y así no dañar los arranques de estas. Es recomendable además el aislar las escamas del suelo también mediante la colocación de tabloncillos. El almacenamiento de estas escamas se hacen en pilas las cuales no deberán de exceder de seis escamas para no sobrecargar las que estén en las camas inferiores.

Para la selección del tipo de almacenamiento de las escamas habrá que considerar que la superficie de las escamas es 2.25 m² y entre cada pila de ellas habrá de dejarse un espacio libre de 0.35Mts con el fin de poder maniobrar.

•En las armaduras para evitar errores y facilitar el posterior montaje estas se deberán almacenar por longitudes siendo recomendable el colocar una tablilla la cual las identifique de acuerdo a su longi-

tud. Se deberá evitar colocar las armaduras directamente sobre el suelo de manera de evitar el contacto con el agua, sobre todo cuando el periodo de almacenamiento pueda ser prolongado. Lo anterior se describe graficamente en la Figura III.6.

La tornillería empleada en la colocación de armaduras habrá de ser almacenada en la obra en un local cerrado y así se evitará su pérdida o maltrato. Vale la pena aquí mencionar que no podrán utilizarse tornillos comerciales en estos trabajos pues si estos no cumplieran con las especificaciones de resistencia y galvanizado su utilización podría ser altamente peligrosa.

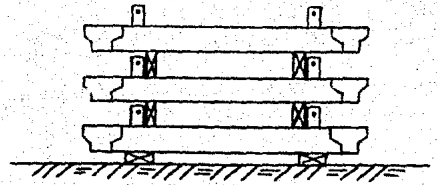
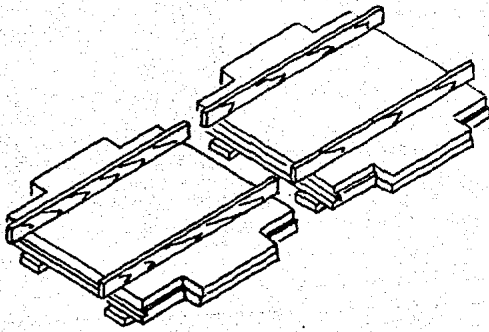
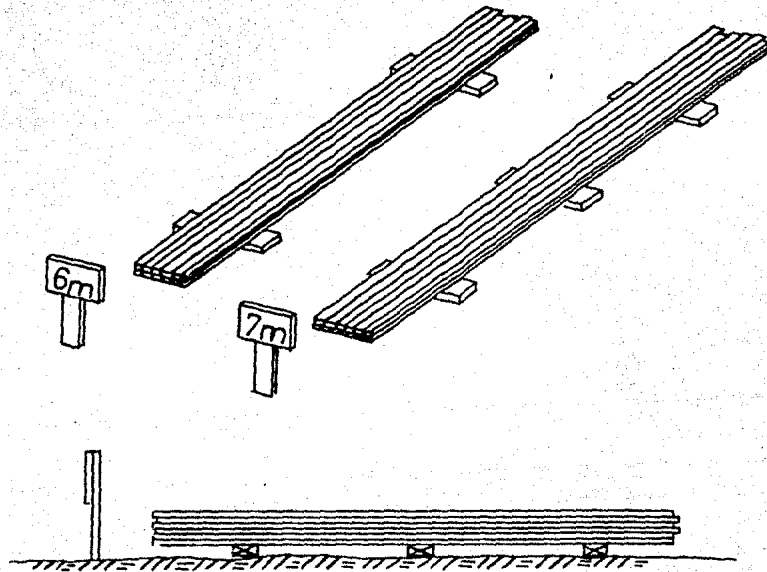


FIGURA III.5



ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES PREFABRICADOS

FIGURA III.6

III.3 PROCEDIMIENTO DE MONTAJE.

Excavación.

En primer lugar, es necesario proceder a la excavación de la caja necesaria para colocar las armaduras en toda su longitud (Fig. III. 7).

Solera de Reglaje.

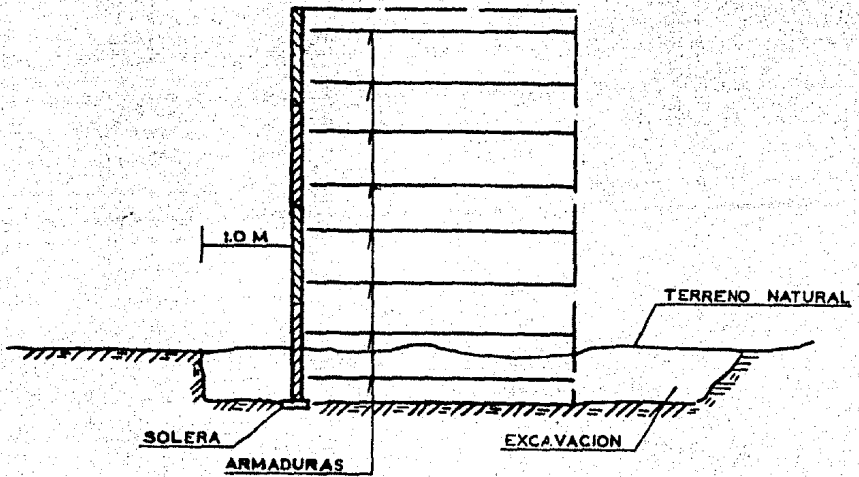
La solera de reglaje tiene como función exclusivamente la de obtener una superficie nivelada y lisa que facilite el apoyo y montaje de la primera fila de escamas. He de recordar aquí que no es una cimentación.

Es fundamental que su ejecución sea extremadamente cuidadosa y con una buena nivelación tanto en el sentido longitudinal como en el transversal ya que esta habrá de ser la base de un buen montaje posterior (Fig III.8)

Habrà de ser conveniente que sobre la solera se replantee la línea exterior del paramento, pintándose la alineación sobre la superficie de la solera no dejándose nunca una cuerda como referencia (Fig. III. 8).

Cuando en el proyecto figuren diferentes escalones de solera, se construirán estos tal y como se indica en la figura III. 9 .

EXCAVACION EN CAJA



MINIMO DESEABLE PARA
FACILITAR EL ACCESO Y
EL TRABAJO DE MONTAJE

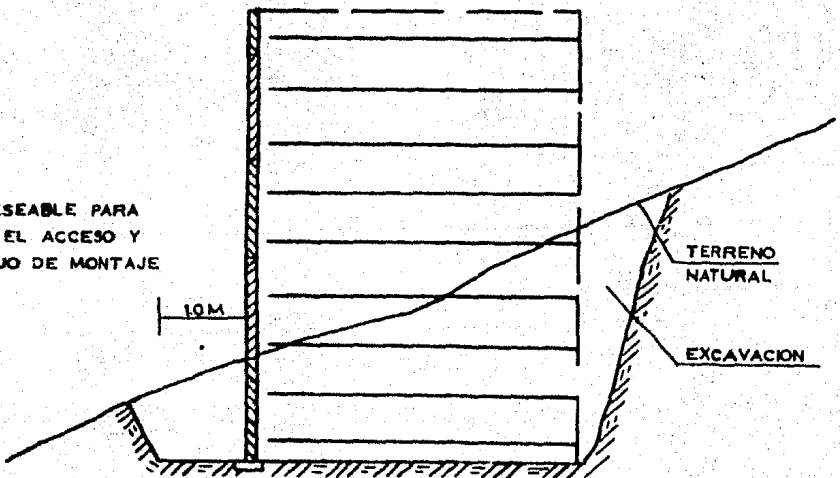


FIGURA III.7

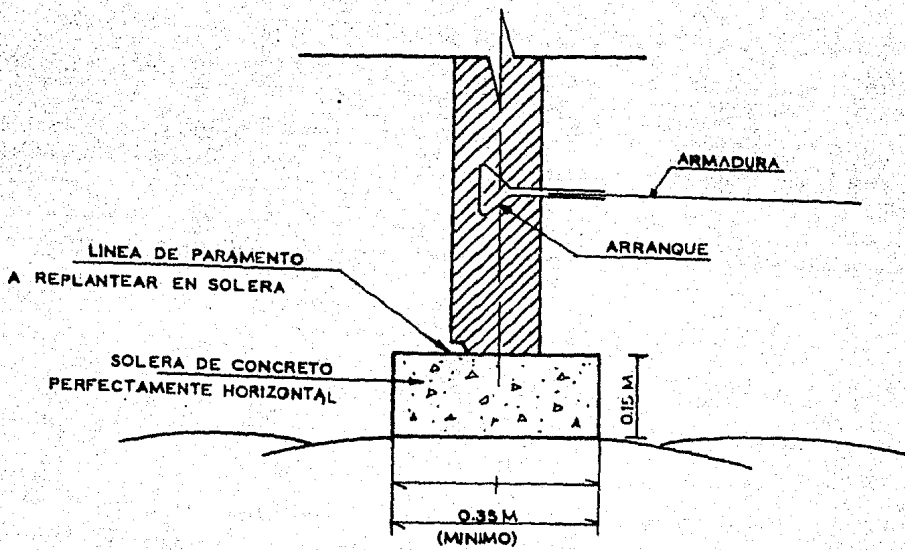


FIGURA III.8

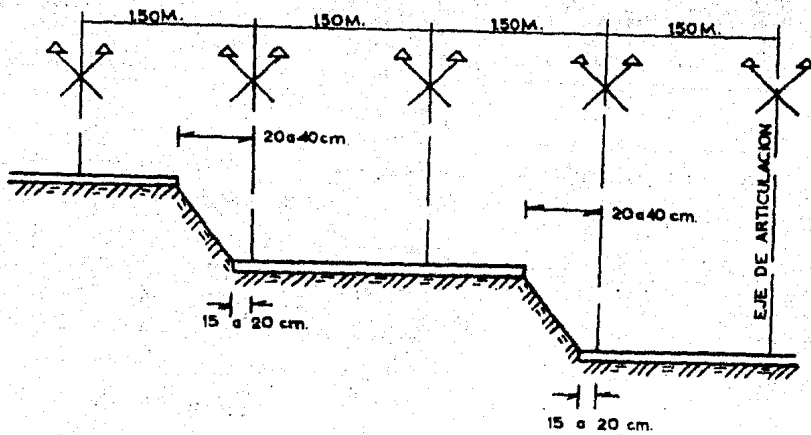


FIGURA III.9

Colocación de la Primera Línea de Escamas.

Una vez construida la solera de reglaje y habiéndose marcado sobre esta el punto inicial de replanteo longitudinal, que normalmente viene definido en el proyecto se podrá proceder al montaje de la primera fila de escamas.

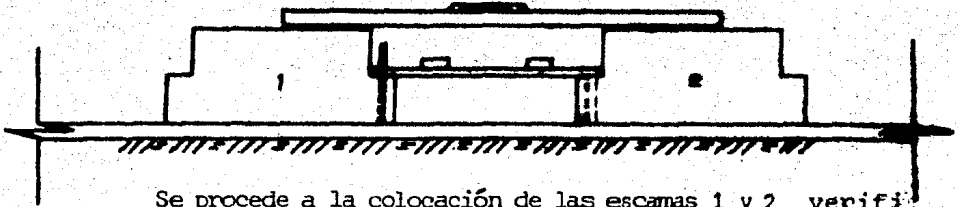
En las próximas páginas procedo a ilustrar y explicar el proceso del montaje al iniciar la construcción del paramento :

1

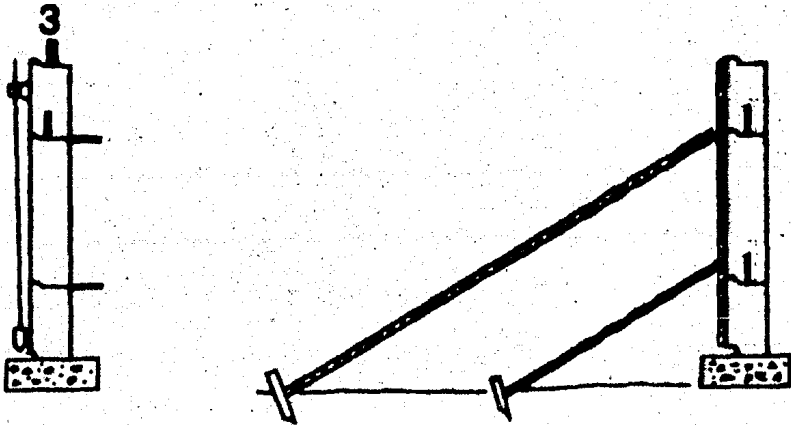


Se construye la solera de reglaje de concreto para el des-
plante de las escamas.

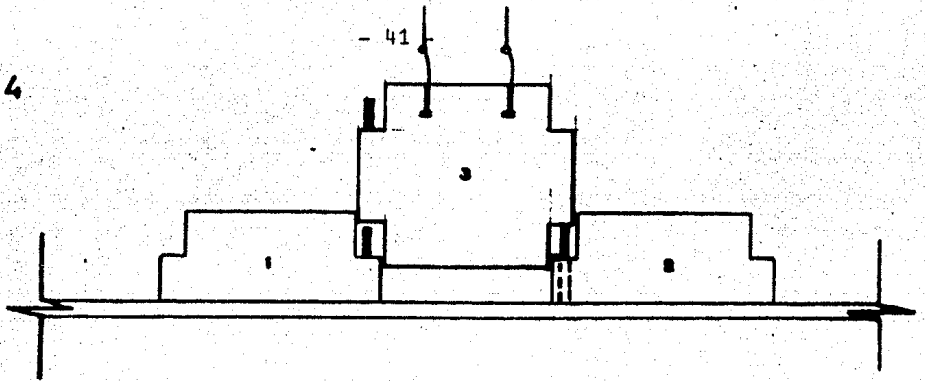
2



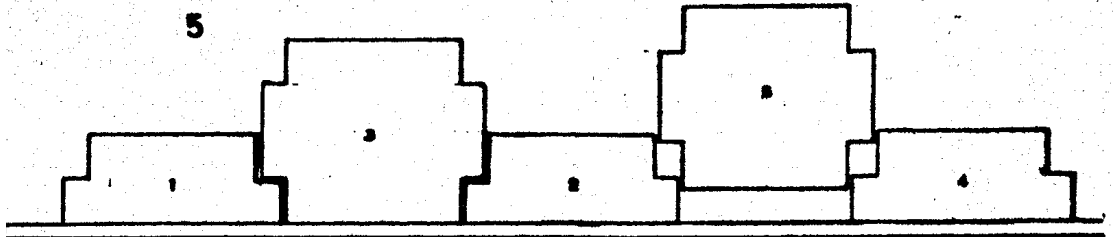
Se procede a la colocación de las escamas 1 y 2 verifi-
cándose con el gálibo la separación entre estas y con el li-
nivel su horizontalidad.



Se procede al plomeado y apuntalamiento de las escamas colo-
cadas.

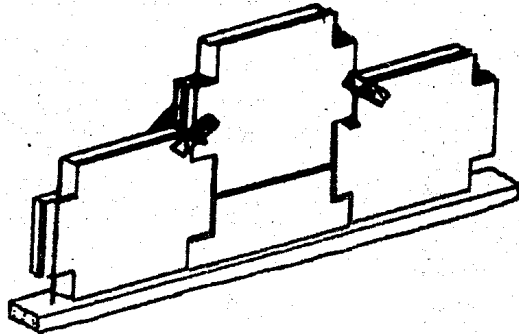


Se procede a la colocación de la escama No. 3 verificando su plomeado y horizontalidad y después de esto su inmediato apuntalamiento checando las juntas horizontales de 2cms que deben quedar.



Colocación de la media escama 4 y escama entera 5 con los criterios expuestos anteriormente, se verifica el gálibo entre las esmas 3 y 5 así como la horizontalidad entre estas.

6



Se procede a la colocación de las juntas verticales de poliuretano y los gatos de la escama.

Las operaciones descritas anteriormente se habrán de repetir con las escamas sucesivas hasta completar la primera fila de ellas habiendo comprobado la correcta alineación de ellas..

Terraplenado y Colocación de Armaduras.

Una vez colocadas y apuntaladas las escamas de la primera fila y rigidizadas con los gatos necesarios, se procederá al terraplenado y compactado de acuerdo con los niveles que se indican en la figura III.10.

Una vez terraplenado el nivel 1 se procederá a su compactación. El acabado será el normal de cualquier terraplén para que las armaduras apoyen completamente sobre el relleno, cuidando de que esto ocurra igualmente en la zona de unión del arranque con armadura.

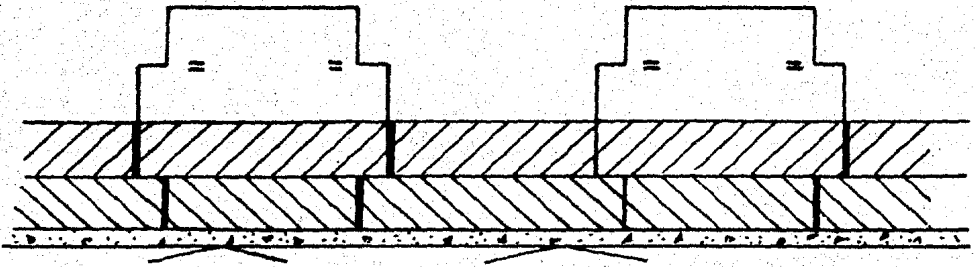
Se procede ahora a la colocación de las armaduras correspondientes a este nivel (Fig III.11).

Las armaduras se colocan perpendiculares al paramento y se unen a los arranques mediante los tornillos y tuercas correspondientes.

Colocado este primer nivel de armaduras se procede al extendido y compactado del Nivel 2.

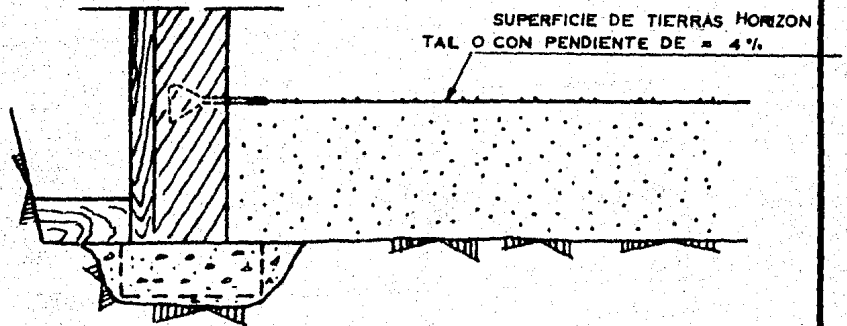
Como sugerencia para facilitar la realización del terraplenado de los macizos de Tierra Armada y que su ejecución no interfiera

NIVELES DE TERRAPLENADO Y COMPACTACION



F I G U R A III.10

COLOCACION DE ARMADURAS



F I G U R A III.11

con la calidad del montaje del paramento, la forma ideal de extender la tierra será así:

Extender en primer lugar en el centro del Macizo armado, avanzar posteriormente hacia la zona final de las armaduras y finalmente por franjas hacia el paramento (Fig. III.12).

El extendido deberá ser siempre paralelo al paramento. Nunca deberá extenderse la tierra perpendicularmente a las escamas y aún menos avanzando hacia ellas. Además se deberá tener cuidado de que si estos trabajos se hacen con máquinas de orugas estas no se apoyen directamente sobre las armaduras con el fin de no dañar su galvanizado.

El compactado, en cuanto a su calidad, no es una exigencia intrínseca de la Tierra Armada y habrá de venir determinado por la utilización de la estructura que irá sobre el macizo armado cuyas exigencias de limitación de asentamientos son siempre superiores a las necesarias para el funcionamiento mecánico de la Tierra Armada. Habitualmente se suele utilizar el mismo grado de compactación de los terraplenes de la obra de que se trate.

Se habrá de tener cuidado de no usar compactadores excesivamente grandes en las zonas cercanas a las escamas para evitar así un desplome de estas.

PROCEDIMIENTO DEL TERRAPLENADO

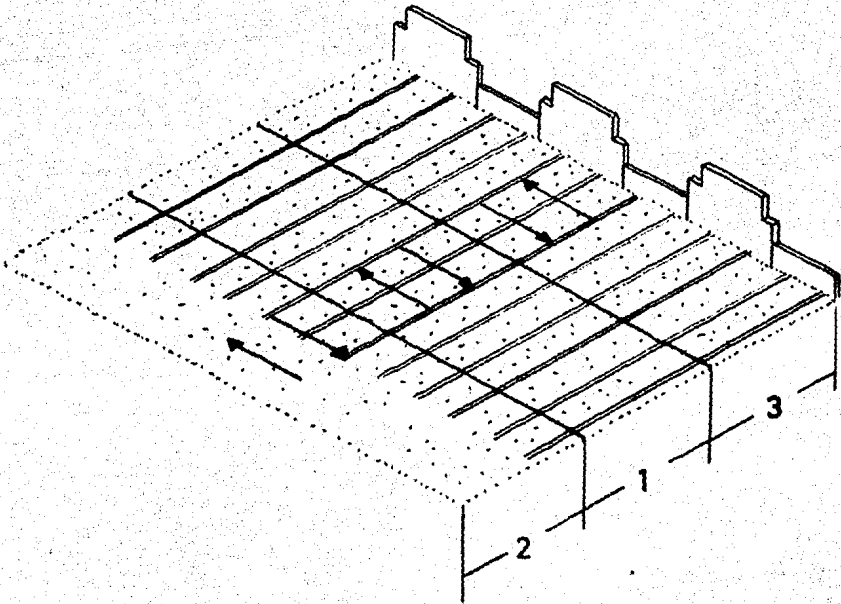


FIGURA III.12

Colocación de la Segunda y Sucesivas Filas de Escamas.

Habiendo ya compactado el nivel 2 mostrado en la figura III. 10 , se verificará la verticalidad de las escamas enteras, en caso de que haya habido algún desplome la segunda fila de escamas se habrá de montar teniendo en cuenta el desplome producido.

Las bases a seguir en la colocación de la segunda fila de escamas son las que siguen: (Fig. III.13).

- 1.- Verificación del gálibo entre las escamas ya colocadas.
- 2.- Colocación de la junta horizontal para la cual se utiliza expacork que es un material a base de corcho aglomerado.
- 3.- Colocación de la escama.
- 4.- Nivelación y plomeado.
- 5.- Colocación de la junta vertical de poliuretano por el paramento interior.
- 6.- Colocación de gatos rigidizantes.
- 7.- Comprobación de que la alineación es correcta.
- 8.- Continuar el extendido y compactado de las capas de tierra y la colocación de las armaduras en los niveles correspondientes.

La continuación del montaje de las demás filas de escamas que habrán de formar el paramento se hará de acuerdo a las fases aquí indicadas.

Para el nivelado de las escamas se habrá de utilizar las

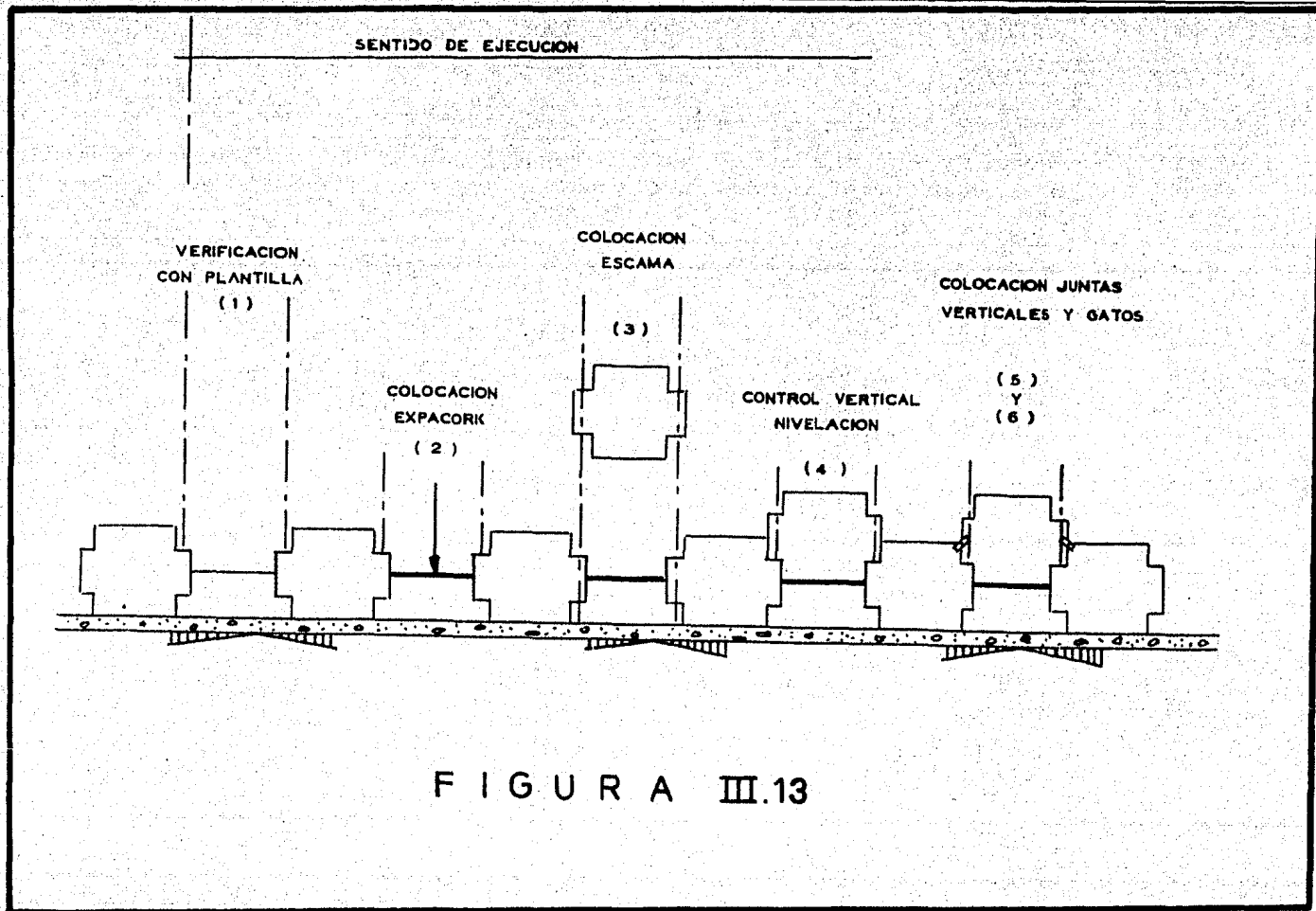


FIGURA III.13

cuñas de madera las cuales no deberán permanecer colocadas en más de tres filas como máximo eliminando sistemáticamente estas cuñas según el avance del paramento. Se hace importante aquí mencionar que por ningún motivo concluido el paramento deberán permanecer las cuñas ya que la no extracción de estas puede llegar a ocasionar en caso de asentamientos del muro la rotura de las esquinas de las escamas (Fig. III.14).

Empotramiento de la Estructura.

El apuntalamiento de las escamas inferiores se podrá eliminar una vez que el relleno alcance una altura de 1.50 mts., es decir, cuando ha quedado superada la escama entera de arranque.

El inicio en el relleno de empotramiento se efectuará cuando el macizo de Tierra Armada haya alcanzado los 3 mts., a efecto de poder plomear la escama superior con su correspondiente inferior (Fig. III.15).

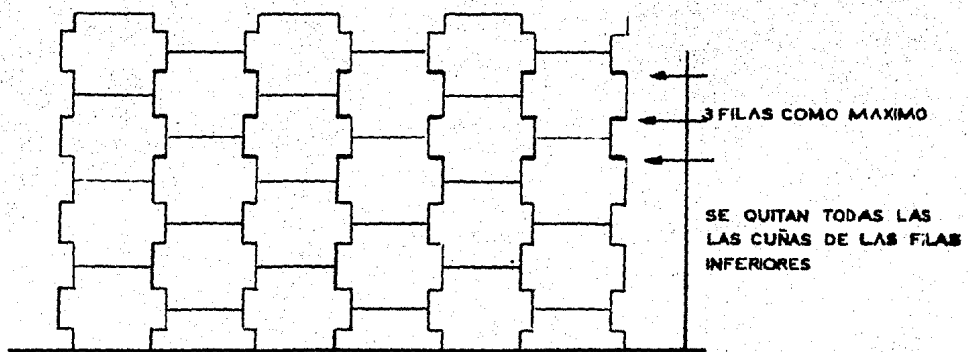


FIGURA. III.14

EMPOTRAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

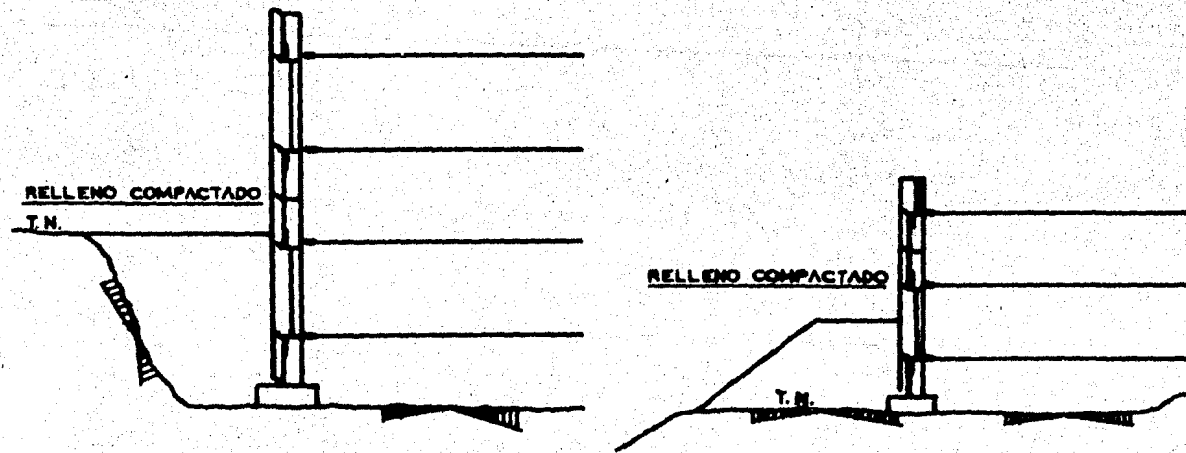


FIGURA III.15

C A P I T U L O I V .

APLICACIONES Y EXPERIENCIAS DIVERSAS DEL SISTEMA DE TIERRA ARMADA.

IV.1 APLICACIONES DIVERSAS DEL SISTEMA DE TIERRA ARMADA.

El uso de la Tierra Armada como material de construcción, ha sido posible gracias a que incorpora refuerzos de tensión en el material de relleno dándole al suelo la resistencia de que carece por sí mismo. Su utilización se inició en Francia, donde de inmediato se le dieron numerosas aplicaciones. Muchos de estos trabajos han sido en suelos con topografías accidentadas, en los cuales tradicionalmente se optaba por el uso de estructuras de concreto reforzado, o en zonas donde los espacios son reducidos, donde la construcción de terraplenes naturales con derrames laterales es imposible de lograr.

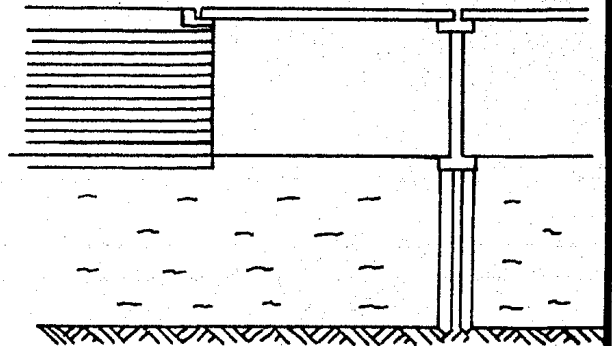
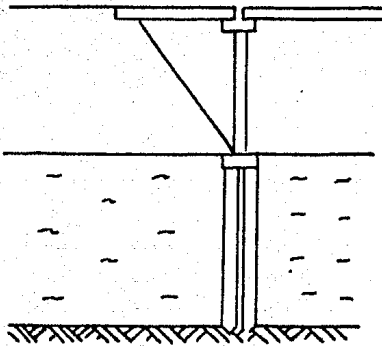
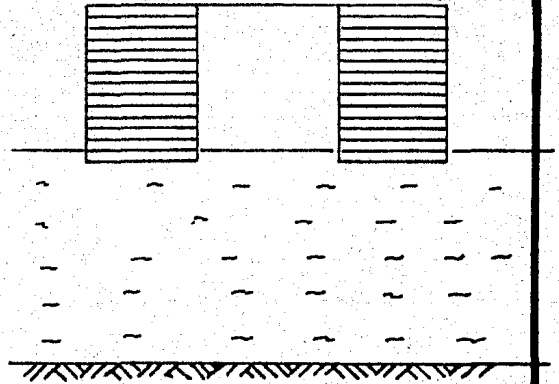
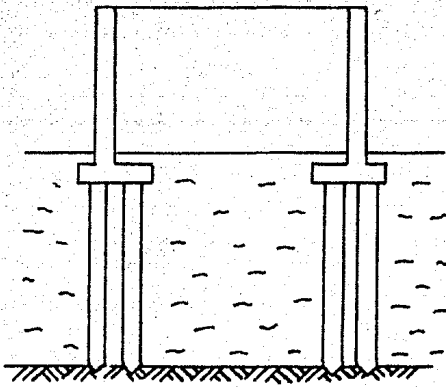
A continuación se presenta una reseña de la diversidad de aplicaciones que con el sistema de Tierra Armada se pueden obtener destacándose algunas de ellas bastante interesantes y otras que por lo práctico que resulta su construcción y su buen comportamiento resultan imprescindibles de nombrar.

APLICACIONES DE LA TIERRA ARMADA EN ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS SOBRE SUELOS COMPRESIBLES.

Se ha mencionado anteriormente la importancia que ha tenido en desarrollar a la Tierra Armada como un elemento flexible capaz de admitir asentamientos sin alcanzar deformaciones diferenciales considerables. Esta característica que posee la Tierra Armada fue pronto aprovechada por los diseñadores quienes tenían el problema de construir estructuras sobre suelos compresibles.

En los casos en que es necesario diseñar un relleno cuya superficie esté limitada, un muro de contención tradicional debería estar cimentado sobre pilas ya que este no puede soportar asentamientos substanciales. Si un estribo de un puente va a ser construido y necesariamente cimentado sobre pilas, los esfuerzos horizontales y los esfuerzos de fricción negativa, creados por el relleno de acceso sobre las pilas de cimentación a menudo causan problemas, en estos dos casos mencionados al menos la Tierra Armada proporciona una forma efectiva de evitar las cimentaciones profundas, así como dar continuidad en los asentamientos entre el relleno y la estructura del puente. En la figura IV.1 podemos observar esquemáticamente estos casos mencionados.

La Tierra Armada en un cierto número de casos y sobre todo en suelos compresibles, proporciona una forma de evitar cimentaciones profundas, y así crear mayores ahorros en la construcción.



SOLUCIONES CLASICAS

SOLUCIONES CON TIERRA ARMADA

FIGURA IV.1

Los muros de Tierra Armada pueden ser construidos en zonas donde los asentamientos incluso pueden alcanzar algunas decenas de centímetros con asentamientos diferenciales de 1 a 2%, sin daño alguno. Así es considerado que los muros de Tierra Armada prácticamente no tienen limitación para soportar asentamientos, los cuales podrían estar sujetos a la condición del uso de la estructura y debiéndose asegurar en el diseño que al desaparecer los asentamientos el muro alcance el nivel deseado. La única limitación será la referente a los asentamientos diferenciales de 2% en los muros de paneles de concreto y de 3% en los metálicos sin el peligro del menor daño a los elementos del paramento.

A diferencia de los muros de contención los cuales no soportan una estructura rígida, un estribo de puente construido con Tierra Armada debe soportar una cubierta o losa la cual no puede estar sujeta a deformaciones substanciales. Los movimientos del macizo de Tierra Armada habrán de estar entonces limitados por el uso de la estructura, pero cabe aquí notar que los movimientos del macizo pueden ser tan grandes como los de los muros mientras que la cubierta no haya sido colocada en su lugar, lo cual hace posible adoptar técnicas de construcción similares a las de los rellenos sobre suelos compresibles, de manera de que los asentamientos se desarrollen antes de la construcción de la cubierta. Se ha de recalcar aquí que las limitaciones de movimientos en los macizos de Tierra Armada son las mismas para los muros que para los estribos de los puentes mientras que la cubierta no esté en su lugar. Aún más, el uso de estribos de Tierra Armada

hace posible el evitar las diferencias de nivel, las cuales son a menudo encontradas entre una estructura cimentada sobre pilas y su relleno de acceso desplantado sobre la superficie de suelos compresibles. En el caso de un paso superior, donde los apoyos centrales de la estructura están cimentados sobre pilas, el último tramo entre el apoyo fijado y el apoyo cimentado sobre la superficie, actúa como una losa de transición para poder absorber los asentamientos diferenciales.

Métodos de Construcción de Macizos de Tierra Armada sobre Suelos Compresibles.

Sin el fin de mencionar todas las técnicas de construcción de macizos de Tierra Armada sobre suelos compresibles, creo aquí necesario el describir los métodos de construcción más importantes:

- A) Construcción Directa.
- B) Construcción por Pasos.
- C) Método de Substitución.
- D) Drenes en el Suelo de Cimentación.
- E) Método de la Columna de Piedra.
- F) Uso de Relleno Ligero.

A) Construcción Directa.

El método de construcción Directa es posible cuando tenemos un suelo de baja compresibilidad, sobre el cual construiremos el macizo de Tierra Armada sin precauciones especiales. En los casos en que pueden preverse asentamientos diferenciales como por ejemplo en la zona

de transición entre un estrato rocoso y una sobrecapa compresible se deberán efectuar cortes en el paramento de manera de poder absorber estos asentamientos diferenciales, con estos cortes haremos posible una disociación de las escamas en una línea vertical dejando una junta (esta puede ser de 5 a 20 cms. de ancho) y colocando una sobrejunta en el respaldo de las escamas para evitar que la tierra pudiera colarse entre las escamas. Esta junta la podemos apreciar en la figura IV.2 .

B) Construcción por Pasos.

Cuando las características del terreno de cimentación son insuficientes para poder soportar la carga impuesta por el macizo en un corto periodo de tiempo, un método frecuentemente usado es el de construir el macizo de Tierra Armada por pasos, dejando el tiempo suficiente entre cada fase del relleno, de manera que el suelo de cimentación pueda consolidarse lo suficiente de manera que pueda recibir la siguiente carga. Este método usual para terrenos blandos es posible ejecutarlo por el hecho de que la Tierra Armada es construida en capas como un relleno y no habrá problema en dejar el tiempo necesario entre dos capas consecutivas.

Los métodos de precarga los podemos incluir también en este inciso. Estos^s consisten en cargar el suelo de cimentación con un relleno el cual trae una carga comparable a la aplicada por el macizo a construir, y esperar que la mayor parte de los asentamientos tomen lugar antes de la construcción del macizo. Esta solución es apropiada para

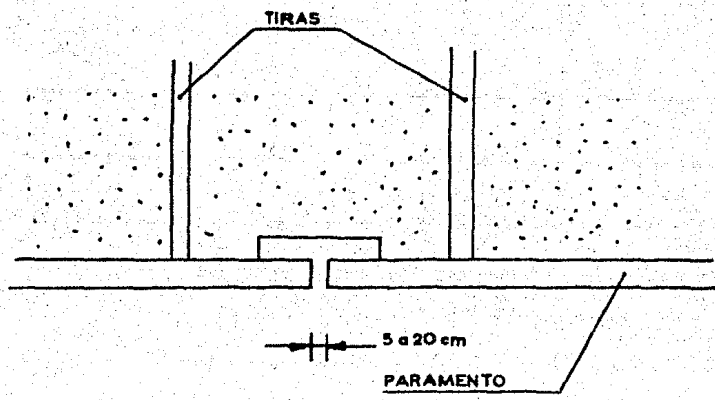
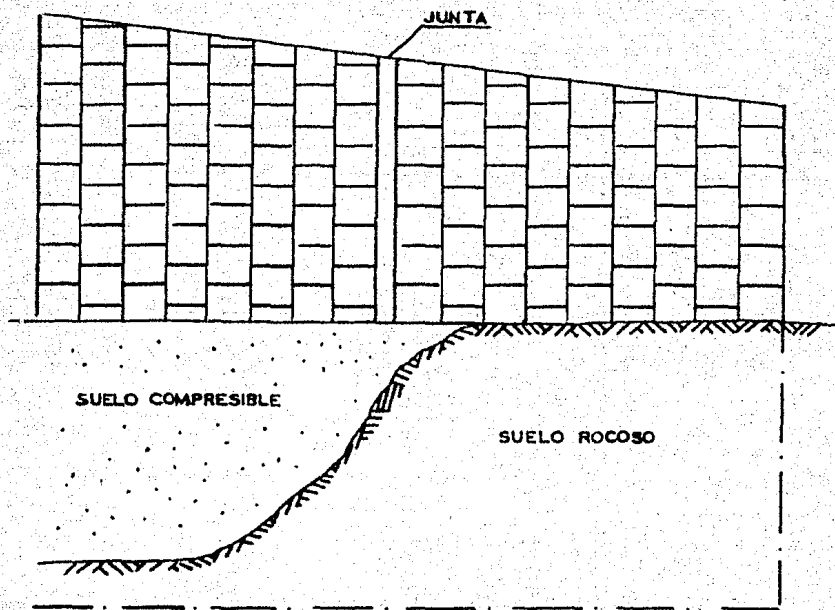


FIGURA IV.2

macizos en los cuales su deformación esté limitada como en el caso de estribos para puentes. Es a menudo considerado ventajoso construir el macizo de Tierra Armada y sobrecargarlo temporalmente, como puede ser con elementos pesados ya sea de acero o de concreto o colocar sobre la cimentación una carga equivalente a la que el estribo habrá de transmitir, cuando la consolidación del terreno se ha efectuado se retira la carga temporal y la cubierta o losa de la estructura es colocada en su lugar y así esta habrá solo de resistir movimientos menores. Este procedimiento lo podemos apreciar en la Figura IV.3 .

C) Método de Substitución.

En algunos casos la construcción por pasos es insuficiente o el tiempo disponible de construcción es reducido impidiendo la ejecución por pasos, otro método muy frecuentemente utilizado es el de reemplazar o substituir las capas más mediocres del suelo con suelo de buena calidad susceptible de adquirir una buena compactación y de baja compresibilidad. Este método de substitución causa pocos problemas cuando el nivel de aguas freáticas es lo suficientemente profundo para no impedir las excavaciones. Cuando el nivel de aguas freáticas está cercano a la superficie los reemplazamientos serán difíciles pero no imposibles.

La ventaja de la utilización de la Tierra Armada en estos casos trae consigo la reducción de la superficie de relleno y por lo mismo una reducción en el volumen de reemplazo, tal y como lo podemos ver en la figura IV.4 para los casos de relleno con taludes naturales y el de la Tierra Armada.

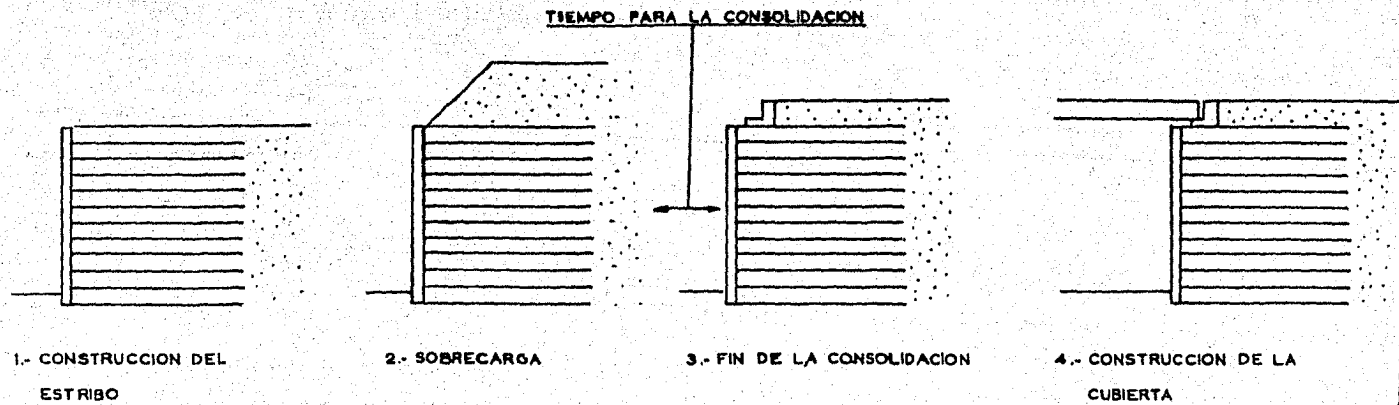
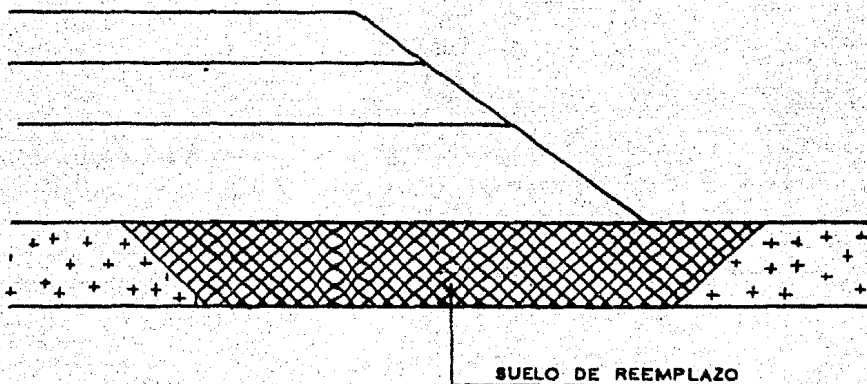
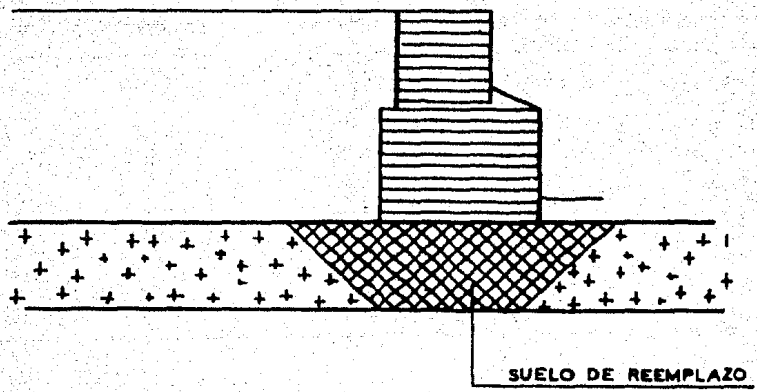


FIGURA IV.3



A) SOLUCION CON TERRAPLEN



B) SOLUCION CON TIERRA ARMADA

FIGURA IV.4

D) Drenes en el Suelo de Cimentación.

Cuando la natural consolidación en el suelo de cimentación se realiza muy lentamente y el programa de obra requiere una rápida ejecución, es igualmente posible como para los rellenos el acelerar la consolidación mediante la colocación de drenes verticales los cuales pueden ser drenes de arena o drenes prefabricados.

El empleo de la Tierra Armada asociado con el empleo de drenes verticales hace posible reducir el volumen del suelo a ser tratado de acuerdo con la reducción de la superficie de relleno tal y como lo vimos en el inciso anterior.

E) Método de la Columna de Piedra.

Esta técnica reciente de la columna de piedra ha sido utilizada con éxito en asociación con la Tierra Armada. Esta se representa esquemáticamente en la Figura IV.5 . Como se puede apreciar consiste en la excavación por vibroflotación de un agujero ya sea en suelos granulares o en suelos cohesivos y la introducción de grava gruesa (balasto) también por vibración.

Esta técnica trae consigo además de la función de drenaje, análoga a la de los drenes de arena la de soportar una gran proporción de la carga ejercida por el macizo sobre el suelo de cimentación. Además hace posible el aumento de la resistencia al cortante de los suelos y reduce los asentamientos prácticamente, cada columna puede soportar

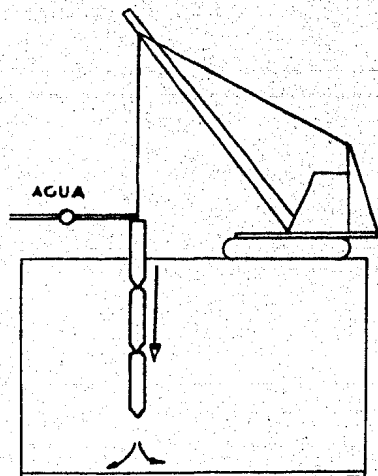
una carga de 10 a 30 toneladas dependiendo de la consistencia del suelo y del diámetro de la columna. El patrón de distribución de las columnas estará basado en la carga que va a ser soportada.

Varios experimentos utilizando esta técnica han sido realizados teniendo buenos resultados, los asentamientos presentados han sido considerablemente menores que los que pudieran haberse presentado con el suelo natural y además la resistencia al corte del suelo se ha visto incrementada con la inclusión de las columnas de piedra, previniendo los daños de falla.

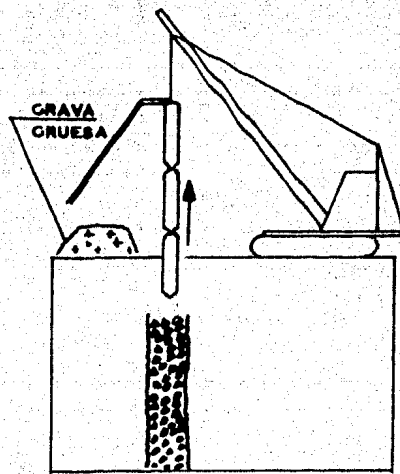
La asociación de la Tierra Armada con esta técnica se ha comportado bien debido a que ambos son flexibles y deformables, lo cual ayuda a adaptarse sin daño a la heterogeneidad del suelo de cimentación. Esta asociación es particularmente bien adaptada en el caso de la construcción de estribos de puentes donde los asentamientos retardados o sea después de la construcción de la cubierta deben ser bajos, independientemente de que el tiempo de construcción haya sido corto.

F) Uso de Relleno Ligero.

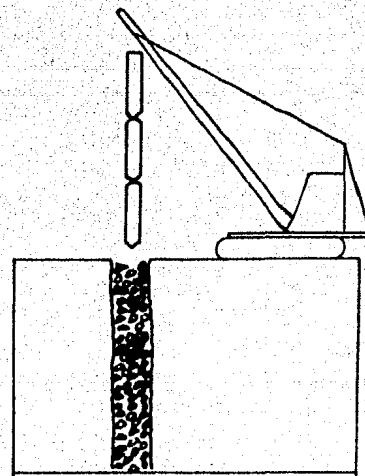
Existen casos en los que es necesario que los esfuerzos transmitidos por el macizo de Tierra Armada al suelo de cimentación deben ser bajos, lo cual puede suceder en macizos construidos sobre túneles o cerca de pilas en cuyo diseño no se contemplaron estas cargas. Para estos casos la solución puede ser la utilización de relleno con material ligero como pueden ser arcillas expansivas o materiales volcánicos.



1.- BARRENANDO POR VIBROFLOTACION



2.- RELLENO Y COMPACTACION DEL MATERIAL



3.- COLUMNA DE PIEDRA

FIGURA IV.5

La densidad de estos materiales se considera entre 0.60 y 0.82 Ton/M³ lo cual hace posible reducir a una tercera parte las cargas impuestas al suelo de cimentación. La fricción existente entre los refuerzos metálicos y los agregados ligeros es similar a la fricción medida con los rellenos ordinarios, por lo que el diseño es similar.

Esta solución sofisticada deberá ser utilizada como último recurso, debido al alto precio que puede implicar la utilización de estos materiales por la poca disponibilidad que pudiera haber en las cercanías de la obra.

APLICACION DE LA TIERRA ARMADA EN LA CONSTRUCCION DE LOSAS PARA REDUCIR LAS CARGAS GENERADAS POR UN TERRAPLEN.

Una aplicación diferente de la Tierra Armada es la construcción de losas con este material, la cual es usada para reducir las cargas generadas por un terraplén, cuando este se construye sobre conductos, alcantarillas o sobre zonas de cavernas susceptibles de derrumbes por las cargas impuestas.

La losa de Tierra Armada es una estructura construida a base de capas alternadas de delgadas tiras de acero cerradamente espaciadas colocadas en lechos y suelos granulares. Esta losa es diseñada como una viga flexible que permita efectuar el paso sobre áreas suaves.

Se han realizado investigaciones centradas en demostrar los efectos positivos del refuerzo de tensión, los cuales mejoran la capacidad de carga y reducen los asentamientos. A la fecha el uso de estas losas ha sido limitado a crear una liga sobre superficies potenciales de falla y algunas aberturas como en el caso de alcantarillas. La figura IV.6 muestra la forma de aplicación de estas losas para el caso de zonas de cavernas.

Las losas en cuestión pueden ser visualizadas conceptualmente como una viga que se flexionará bajo una carga colocada entre dos apoyos. La resistencia final de esta viga será proporcionada por una suficiente longitud de las tiras de refuerzo fuera del área del vacío. Los esfuerzos normales se incrementan por las fuerzas de fricción desarro-

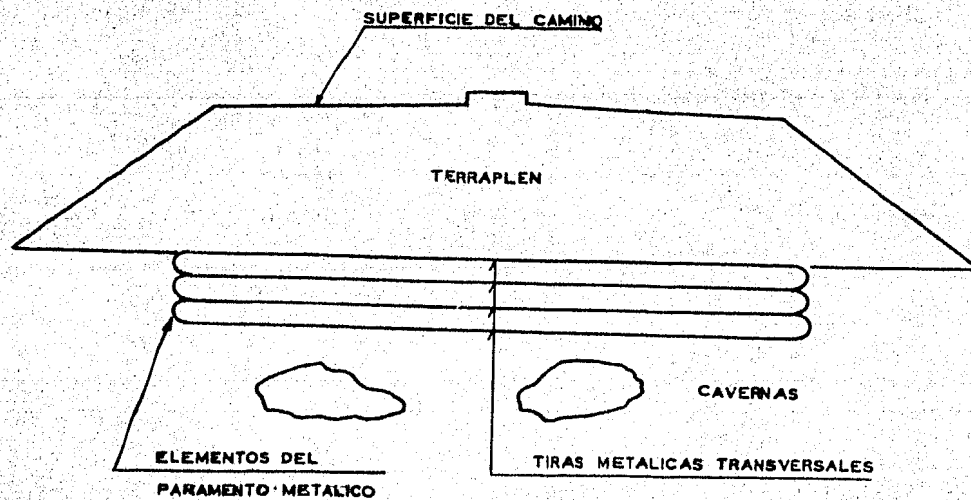


FIGURA IV.6

lladas entre el material del suelo y las tiras de refuerzo. Dependiendo de la geometría del área a ser ligada, las tiras de refuerzo se habrán de colocar en una o dos direcciones.

Los modos de falla en losas de Tierra Armada pueden ser por cualquiera de las siguientes razones:

- Por rotura de las armaduras.
- Por deslizamiento de las armaduras.
- ~~Por una~~ deflexión excesiva de la losa.

De lo anterior podemos deducir que es necesario cuidar tres aspectos en el diseño de estas losas:

- La deflexión permisible.
- La longitud de las tiras de refuerzo fuera del claro de manera que sea la necesaria para proporcionarle una completa sujeción.
- El área de la sección transversal de las tiras para que puedan soportar las fuerzas de tensión desarrolladas.

TIERRA ARMADA EN CARRETERAS.

Es bien conocida la necesidad de tener un trazado económico al momento de diseñar una carretera. El movimiento de tierras durante la construcción de una carretera es un factor preponderante en el costo de esta. En zonas montañosas la optimización del trazado está condicionado frecuentemente por el volumen de los terraplenes y la estabilidad de los taludes, en estas zonas nos enfrentamos con frecuencia a dos

problemas principalmente, por un lado a la inestabilidad de los taludes de desmonte y por otro lado a la limitación de dichos taludes del terraplén sobre el terreno natural en pendiente, con frecuencia calculados al límite de estabilidad del terraplén.

Con las soluciones actuales cuando hay que realizar terraplenes muy elevados se nos presentan dos alternativas, si escogemos que su formación sea aprovechando el derrame natural del terreno invadiremos amplias zonas de las cuales frecuentemente no disponemos por la topografía del terreno, o bien en otras ocasiones, como en las ciudades, su costo las vuelven prohibitivas; la otra posibilidad será utilizando muros de contención con sus repercusiones en tiempo de construcción y costo. Para estos casos la Tierra Armada es hoy la mejor solución para su realización por la facilidad que tiene el montaje del muro y la economía que resulta de su construcción.

En la figura IV.7 podemos observar una sección tipo de un macizo de Tierra Armada construido sobre una ladera de gran pendiente, que demarca las situaciones consideradas anteriormente.

En ocasiones cuando la topografía del terreno es muy accidentada con pendientes de laderas muy pronunciadas resulta como solución interesante el desdoblamiento de la carretera o autopista, proporcionando el sistema de Tierra Armada una solución adecuada para estos proyectos, tal y como se ilustra en la Figura IV.8. Esta disposición permite limitar las excavaciones y los macizos de Tierra Armada se adaptan bien teniendo en cuenta su posibilidad de cimentación sobre terra-

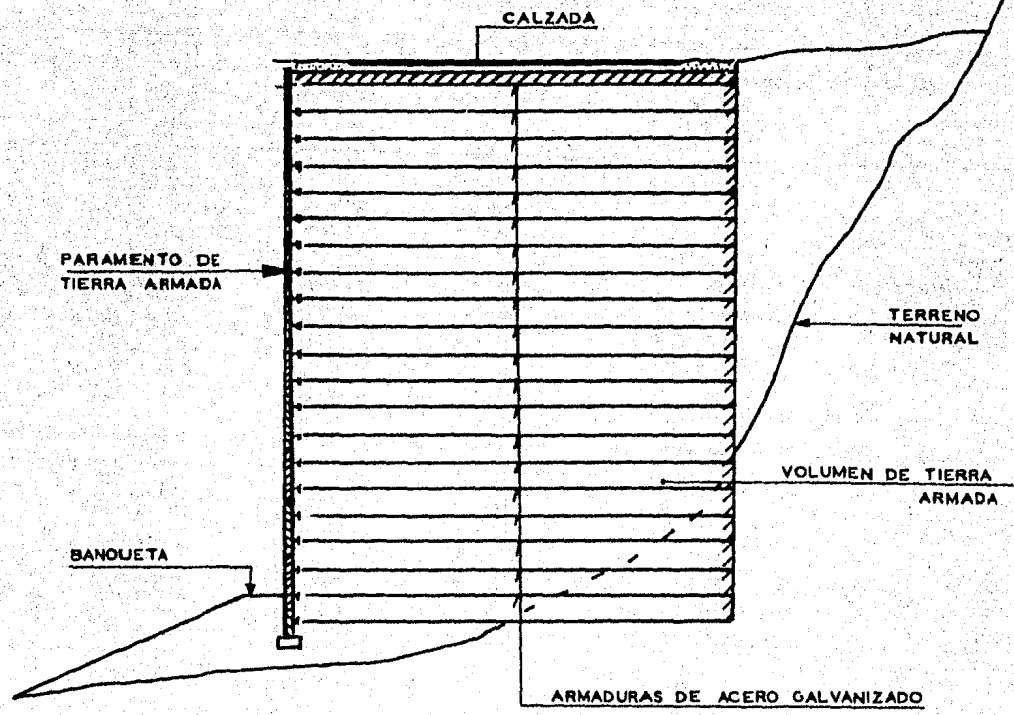


FIGURA IV.7

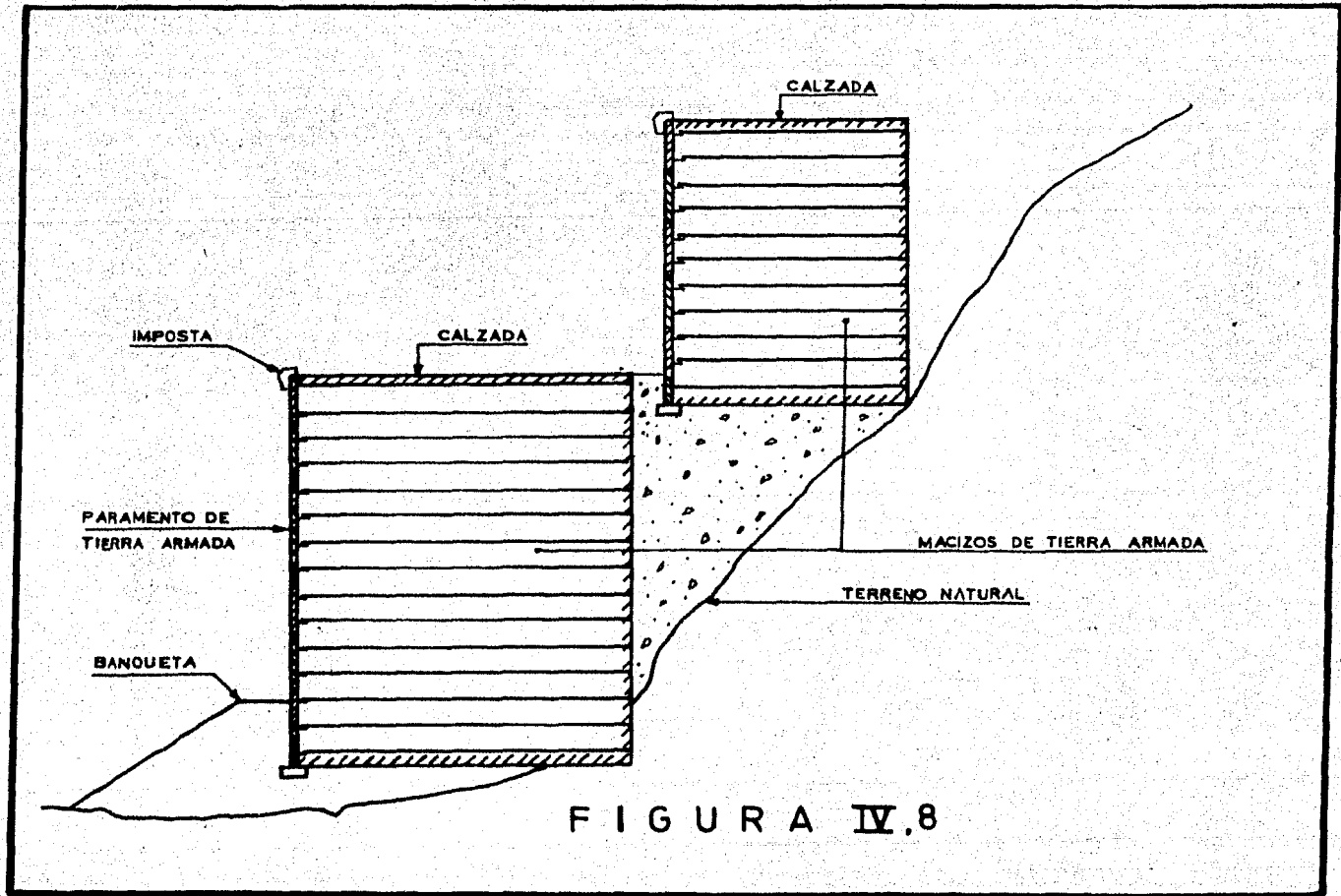


FIGURA IV.8

plenes artificiales.

TIERRA ARMADA EN VIAS URBANAS.

Las grandes obras de infraestructura urbana donde se construyen viaductos, cinturones periféricos y grandes avenidas, el costo elevado de los terrenos y en algunas ocasiones la falta de espacio para recurrir a la solución de derrame de terraplenes obligan necesariamente a la confinación de estos derrames.

Para estos casos, para solucionar estos problemas el empleo de macizos de Tierra Armada, aporta una solución ideal debido principalmente a las siguientes ventajas que ofrece:

- Facilidad de cimentación sobre cualquier terreno. Eliminando las cimentaciones profundas las cuales siempre resultan ser costosas y de realización siempre delicadas en zonas urbanas.
- La Tierra Armada proporciona rapidez y comodidad de ejecución en espacios reducidos, teniéndose siempre la ventaja de trabajarse por el interior de los macizos y con otra ventaja de no necesitar cimbras exteriores.
- Estética, resultado de la prefabricación de las escamas de concreto que forman el paramento del macizo las cuales pueden adaptarse a una decoración arquitectónica.

TIERRA ARMADA EN CARRETERAS LITORALES Y MUROS INUNDABLES.

Resulta interesante la aplicación de la Tierra Armada a este tipo de obras. El comportamiento de la Tierra Armada es bastante satis

factorio en la construcción de macizos que pueden ser inundados como en los muros o estribos de las carreteras litorales o de aquellas que bordean o cruzan un río.

Para este tipo de obras se deberán tomar las precauciones que a continuación se mencionan:

- a) Tener un buen conocimiento de las cotas de máximas avenidas, esto con el fin de tomar en cuenta el peso del relleno saturado en caso de avenidas o crecidas.
- b) Se deberá dar un tratamiento especial a las juntas de las escamas con el empleo de productos filtrantes, con el fin de asegurar una buena permeabilidad del paramento y evitar así un desnivel hidrostático entre el interior y el exterior del macizo, sobre todo durante la bajada de la crecida.
- c) En el pie del macizo se deberá asegurar una buena protección previniendo un sifonamiento de sólidos por debajo de las escamas y protegerle de una posible erosión. Esta protección se puede lograr con la colocación de un muerto de concreto, escollera o tetrápodos.
- d) Habrá de tenerse en cuenta una eventual corrosión de las armaduras debido al tipo de agua que pudiera estar en contacto con ellas para lo cual su dimensionamiento mínimo habrá de incrementarse.
- e) Habrá de ser requisito el seleccionar el material de relleno que pueda asegurar una buena durabilidad del macizo. Esta selección se hará dentro de las normas de rellenos en Tierra Armada.

En la figura IV.9 se distingue una sección tipo de muro inundable en la cual se puede apreciar las disposiciones de construcción.

mencionadas anteriormente.

TIERRA ARMADA EN ESTRIBOS DE PUENTES.

La construcción de estribos en puentes con Tierra Armada se efectúa al mismo tiempo que la construcción de la rampa de acceso, teniendo exactamente el mismo comportamiento geotécnico que el de un terraplén, eliminándose por completo cualquier asentamiento diferencial que pudiera ocurrir entre estribos y terraplén. Esta ventaja trae consigo la eliminación de la losa de transición tradicional en la construcción de puentes.

Las principales ventajas que aporta la Tierra Armada en este tipo de estructuras son las siguientes:

- a) Adaptación a cualquier tipo de suelo de cimentación difícil y supresión de las costosas cimentaciones profundas.
- b) La Tierra Armada presenta un excelente comportamiento frente a asentamientos importantes que pudieran presentarse debido a la flexibilidad de esta.
- c) Se suprime el clásico escalón de entrada y salida de los puentes que se presenta debido al estribo rígido y el terraplén de acceso flexible.

En la figura IV.10 se muestra una sección tipo de Tierra Armada en estribo de puentes en la que se puede apreciar como la losa de la

SECCION TIPO MURO INUNDABLE

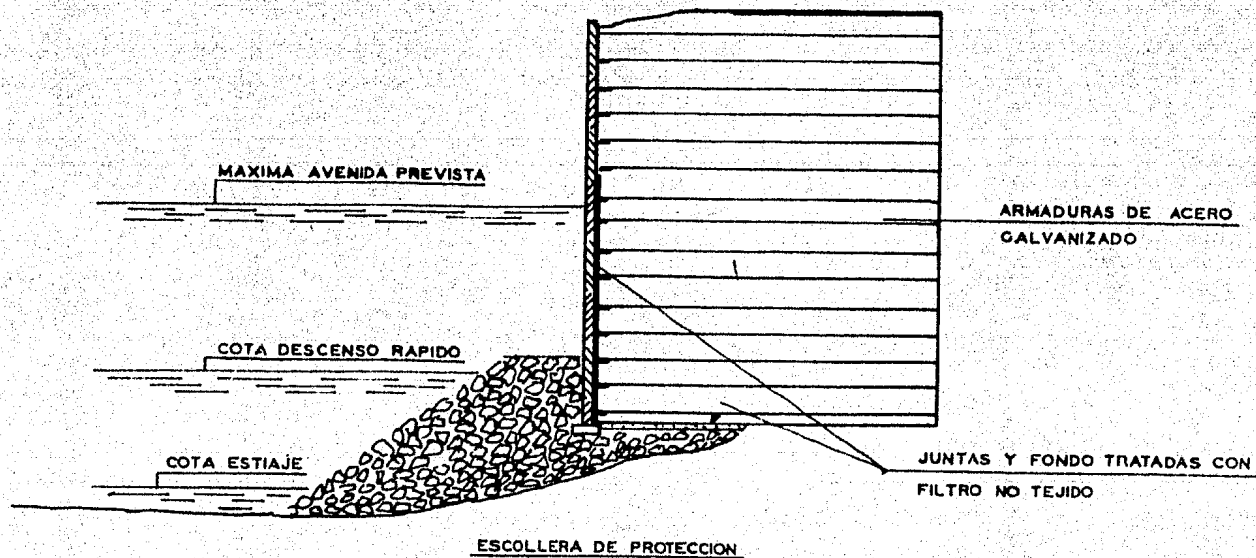


FIGURA IV.9

superestructura del puente se apoya en el macizo de Tierra Armada transmitiendo la carga al macizo mediante un cargadero de concreto que permite transformar las cargas puntuales en cargas uniformemente repartidas.

TIERRA ARMADA EN FERROCARRILES.

El sistema de Tierra Armada ha demostrado un excelente comportamiento ante las vibraciones y las fuertes cargas que se producen en zonas ferroviarias. Tomando en consideración que las obras a realizar en la proximidad de instalaciones ferroviarias requieren de un alto índice de seguridad, la Tierra Armada la proporciona.

La eliminación en las obras de Tierra Armada de cimbras y andamios exteriores, permiten el aprovechamiento de áreas al límite de otras construcciones, en el caso de ferrocarriles esto es especialmente importante.

La ventaja que presenta la Tierra Armada en su gran rapidez de ejecución disminuye los tiempos de construcción y por lo tanto reduce la disminución de la velocidad de los trenes muchas veces necesaria al realizarse éste tipo de obras.

TIERRA ARMADA EN ALMACENAJE DE SOLIDOS.

Las necesidades mundiales de almacenamiento de productos va en aumento día con día, por lo que se está creando una necesidad real e

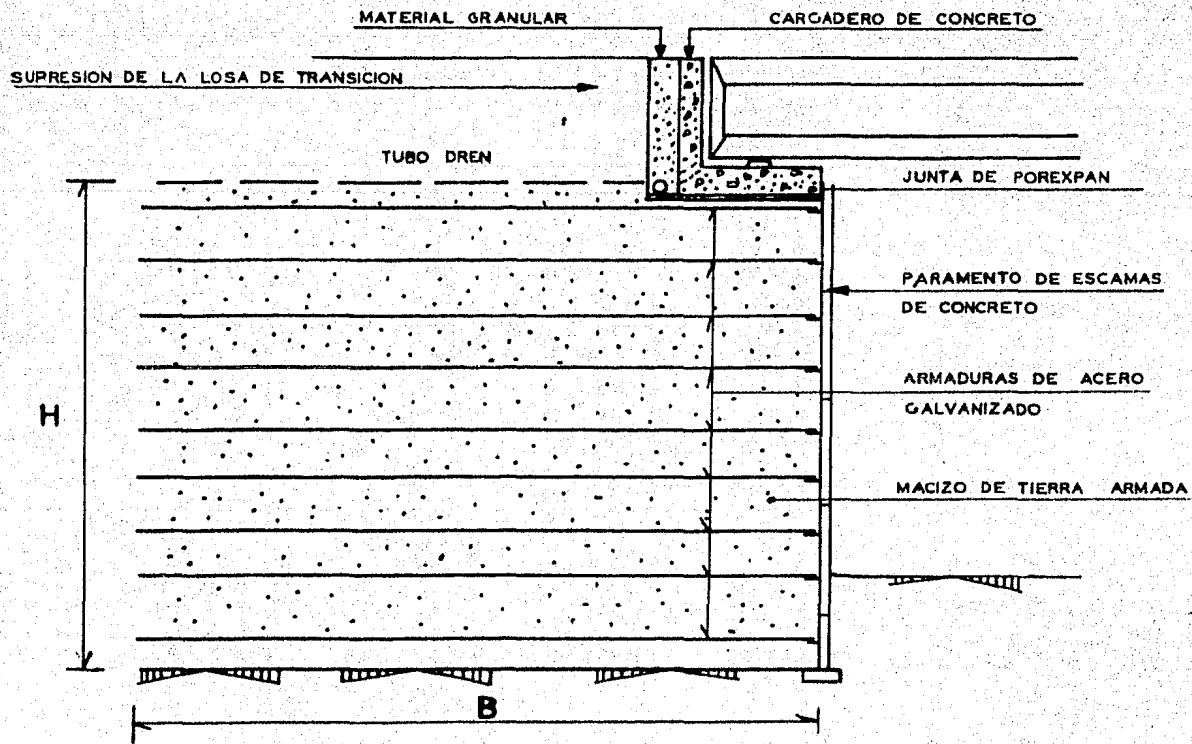


FIGURA IV.10

importante de aumentar y disponer de sitios de almacenamiento para productos tales como el carbón, minerales, productos agrícolas, etc.

Utilizando el sistema de Tierra Armada es posible realizar la construcción de tolvas con paramentos inclinados que permitan el almacenamiento económico de productos y una construcción rápida.

En la figura IV.11 se muestra una sección tipo de una tolva de Tierra Armada para materiales sueltos, que permite una recogida rápida con un costo mínimo. La pendiente de las paredes laterales podrán adaptarse de acuerdo al tipo de material a almacenar.

TIERRA ARMADA EN PROTECCION DE ZONAS PELIGROSAS.

Es con frecuencia necesario dar protección a personas e instalaciones cuando se trabaja en zonas de alto riesgo, como puede ser en fábricas o depósitos de explosivos, en instalaciones militares, en plantas petroquímicas, etc.

La flexibilidad de la Tierra Armada y su carácter masivo responde a los criterios exigidos por las normas internacionales. Es posible realizar con Tierra Armada muros de protección para así aislar zonas peligrosas ya que estos muros tienen una gran resistencia ante explosiones cercanas y de gran potencia.

TIERRA ARMADA EN ALMACENAJE DE SOLIDOS

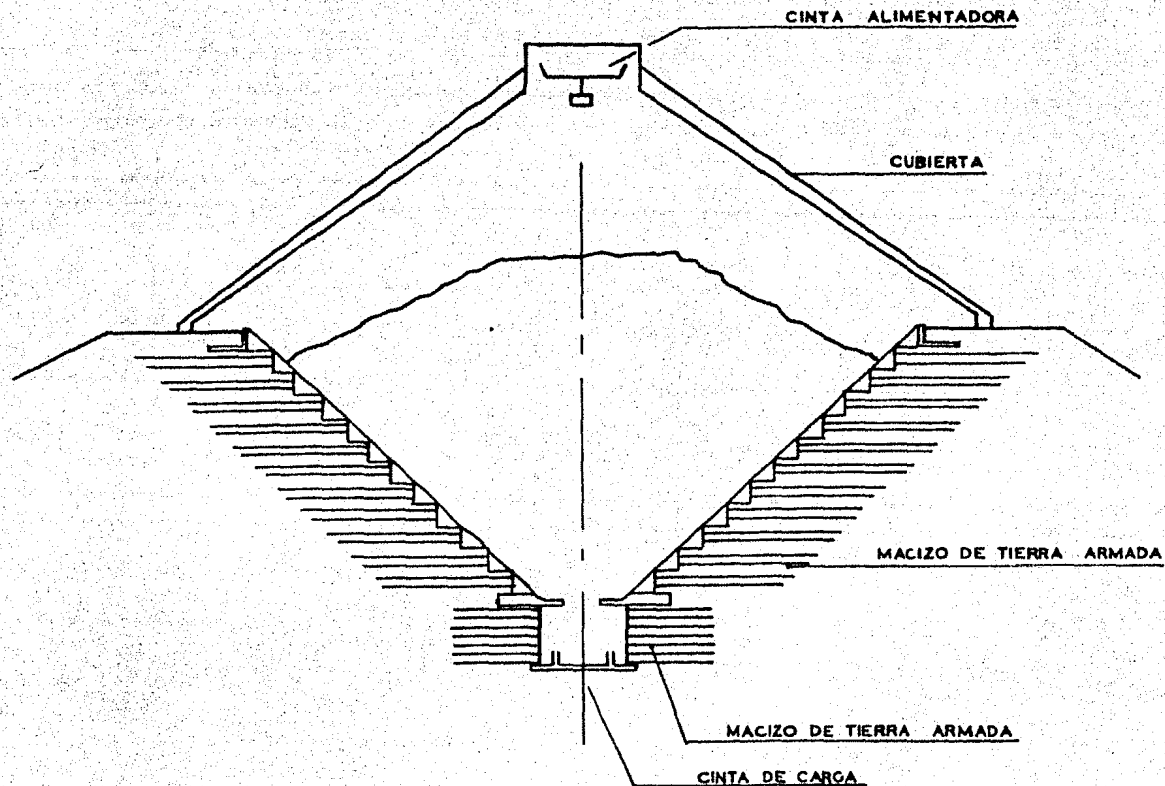


FIGURA IV.11

TIERRA ARMADA EN ESTACIONES DE CRIBADO Y TRITURACION.

Es con frecuencia necesario el mantener desniveles importantes para la implantación de tolvas, también para las estaciones de cribado y trituración en las grandes explotaciones mineras. Normalmente en estas explotaciones se suelen emplear medios de manutención de gran peso que llegan a transmitir fuertes cargas a la infraestructura.

Para la creación de estos desniveles el empleo de la Tierra Armada trae consigo una ventaja muy importante desde el punto de vista económico, rapidez de ejecución y además un excelente comportamiento mecánico frente a las fuertes cargas y vibraciones a que estará sometida en este tipo de obras.

Otra de las ventajas importantes que implica el uso de la Tierra Armada en estas obras es que permite un desmontaje de la estructura siendo este desmontaje económico evitándose así una demolición de la estructura en caso de cambio de las instalaciones.

En la figura IV.12 podemos apreciar la aplicación del sistema a una estación de cribado y trituración en una explotación minera.

TIERRA ARMADA EN URBANIZACIONES.

El intenso crecimiento de las ciudades así como el desarrollo de las zonas turísticas en las costas o en las montañas han producido la necesidad de construcción de grandes infraestructuras de acceso,

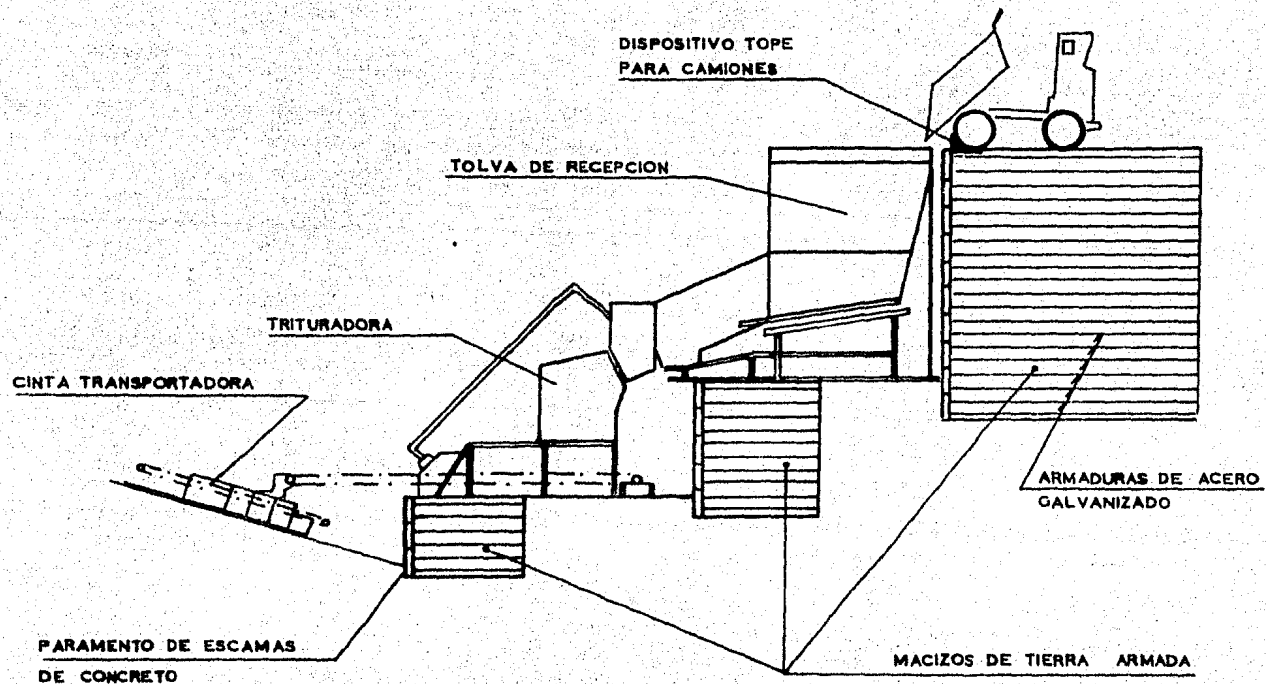


FIGURA IV.12

estacionamientos, vías de circulación, etc., lo que ha constituido la necesidad de emplear o aprovechar cada vez más los terrenos accidentados los cuales habían sido dejados a un lado por ser más costoso su aprovechamiento.

Actualmente la Tierra Armada aporta una solución económica para el uso de estos espacios permitiendo otras ventajas como son tiempo de ejecución y estética en sus paramentos prefabricados con una gran variedad de efectos arquitectónicos.

La gran drenabilidad que aporta el sistema de Tierra Armada ha llegado a contribuir a la estabilización de laderas al límite de equilibrio.

La ventaja de la prefabricación de los paramentos permite el lograr una serie de efectos estéticos y además emplear técnicas y productos varios en su fabricación como son el empleo de cemento blanco, el concreto arenado, el cual incluso puede realizarse antes del montaje, lo cual resulta beneficioso tanto en rapidez como en costo.

IV.2 ALGUNAS EXPERIENCIAS INTERNACIONALES.

Ya hemos hablado en el capítulo primero de este trabajo de que la técnica de reforzar un suelo para aumentar su estabilidad no es una técnica nueva, sino que su utilización se remonta a antes de nuestra era. Pero no fue sino hasta 1966 en que el Ingeniero francés Henri Vidal formalizó esta técnica llamada de Tierra Armada y a partir de entonces se despertó el interés mundial.

Las primeras obras construidas con el sistema de Tierra Armada se realizaron en 1968 y para 1980 ya existían más de 2,500 con un área de paramento de 2'300,000 M². Este desarrollo es consecuencia de las ventajas de construir con este sistema como son: resistencia, flexibilidad, rapidez de ejecución, economía y estética.

La aplicación de este sistema se ha extendido a los cinco continentes, habiéndose empleado en países de Latinoamérica tales como Venezuela, Brasil y recientemente en México.

A continuación se describirán algunas experiencias que se han tenido en el extranjero:

LA TIERRA ARMADA EN VENEZUELA.

- Urbanización Pablo VI. Encauzamiento del Rio Guaire en Caracas.-

En Caracas Venezuela, la vialidad de acceso a la urbanización Pablo VI se veía año con año afectada con la llegada de la época de lluvias a la región, lo cual causaba derrumbes en el terraplén como consecuencia de la erosión producida por las crecidas aguas del Rio Guaire que corre en una zona a lo largo de la vialidad.

Ante la necesidad de disponer de esta vialidad en buen estado durante todo el año el Instituto Nacional de la Vivienda se enfrentó a resolver este problema presentándose dos proposiciones:

- La construcción de un macizo de Tierra Armada
- La construcción de un tablaestacado metálico.

El Instituto decide resolver este problema adoptando la solución de Tierra Armada que servirá de contención al terraplén de la vía y de protección al mismo al encauzar una de las márgenes del río. La solución del tablaestacado metálico es desechada por resultar más costosa y tener la probabilidad de que el hincado presentara serias dificultades por la presencia de un suelo heterogeneo con abundante material rocoso.

La sección proyectada la podemos observar en la figura IV.13 y se diseñó contemplando la posibilidad de una crecida importante del Río

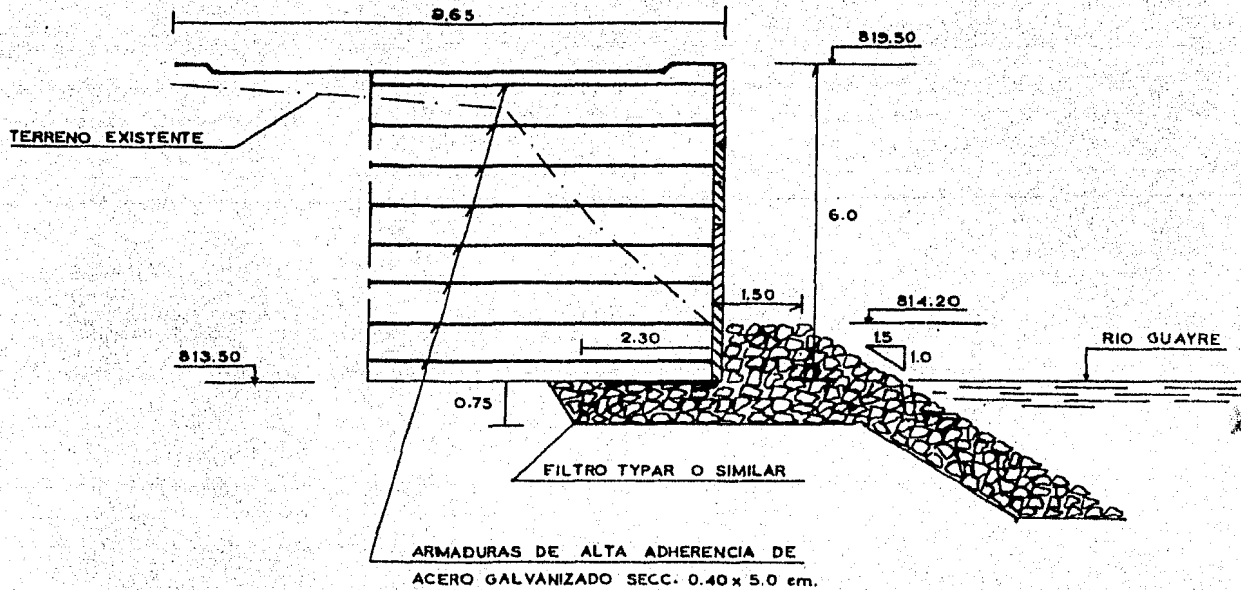


FIGURA IV.13

Guaira que llegara hasta la corona del muro, tomando en cuenta así mismo los efectos de un desnivel hidrostático entre la zona interior y exterior del macizo al producirse un descenso rápido de la crecida, fenómeno que acompaña frecuentemente a las grandes crecidas de los ríos.

En la parte inferior del macizo se colocó una escollera para evitar el sifonamiento del material de relleno de la Tierra Armada y prolongose esta escollera hasta 1.50 mts. enfrente del paramento y de ahí con un talud de 1.5:1 hasta el fondo del río.

En el interior del macizo se construyeron dos alcantarillas metálicas de 36" (91.4 cms) que funcionan como drenaje transversal de la vialidad, utilizándose metálicas en vez de concreto dada la flexibilidad de estas ante la posibilidad de un pequeño asentamiento en el relleno como consecuencia de la compactación.

El muro cuyas dimensiones son de 6.0 mts. de altura y 80 mts. de largo hubo de ser construido bajo las peores condiciones climatológicas, llegando a suceder que al alcanzar el muro los 3.0 mts. de altura durante su construcción una crecida del Rio Guaira lo inundó en su totalidad sin sufrir daño la estructura del macizo.

Esta obra que fue la primera realizada en Venezuela con el sistema de Tierra Armada se comporta perfectamente bien como encauzamiento del río y demostró la factibilidad del empleo de macizos de Tierra Armada inundados.

Carretera Mérida-Panamericana.

Estado Mérida, Venezuela.

La Carretera Mérida - Panamericana en Venezuela es un ambicioso proyecto de vialidad en el que se encuentran ejemplos de importantes obras de ingeniería tales como el Viaducto de Puente Real, construído con una pila central de 67 mts. de altura y dos tramos laterales en voladizo de 100 mts. de longitud cada uno, cuatro puentes sobre el Río Chama totalmente prefabricados y realizados en condiciones hidraulicas adversas. En conjunto un trazado espectacular que ha obligado a pasar por puntos con topografía accidentada en los que se ha requerido la contención de tierras.

Como alternativa a los semipuentes previstos en proyecto varias de estas contenciones han sido ejecutadas con macizos de Tierra Armada.

Al efectuar estas contenciones con Tierra Armada se ha eliminado el problema planteado por el semipuente al presentar una zona rígida junto a una flexible sobre relleno en la misma sección transversal de la vía. Esta situación la podemos observar en la figura IV.14 en la que se muestra la sección prevista en el proyecto con la estructura del semipuente y la sección que se eligió utilizando los macizos de Tierra Armada. Esta figura muestra un corte transversal de las alternativas en el cadenamamiento 3+220 y 3+550. Con esta sección de Tierra Armada también se dió solución al drenaje de la ladera con la colocación a media altura de una tubería de drenaje transversal.

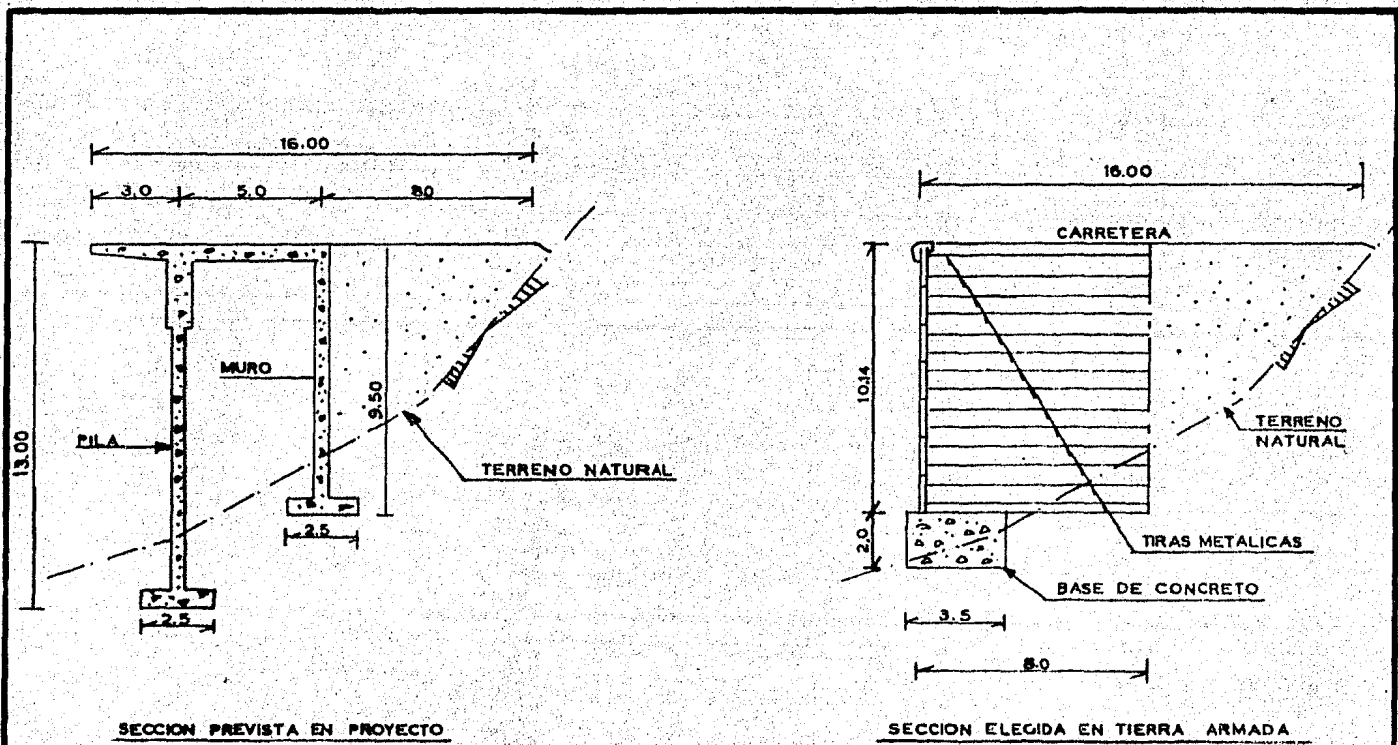


FIGURA IV.14

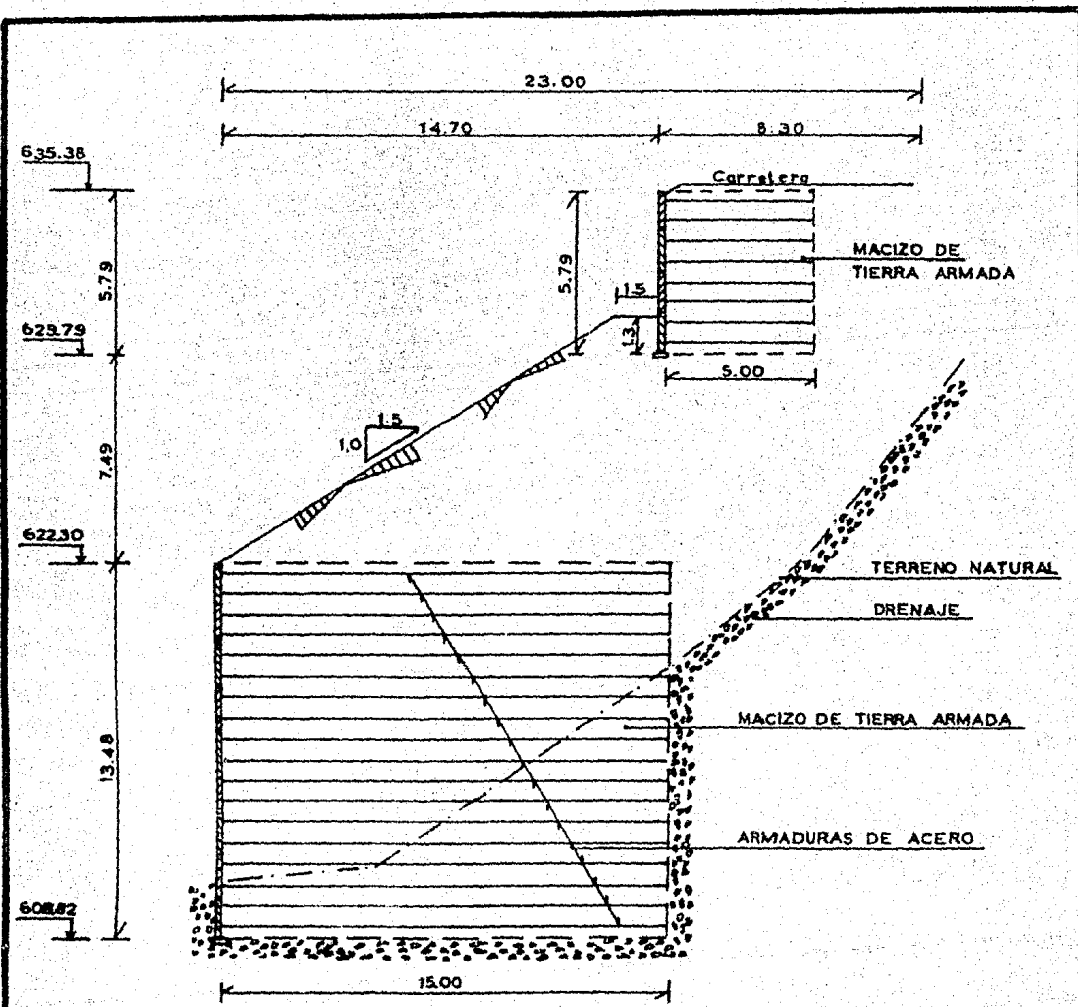
Ventajas de la Tierra Armada como su capacidad drenante y capacidad estabilizadora han sido aprovechadas para su utilización en los cadenamientos 3+440 en donde la depresión del terreno existente en esta zona hacia arriesgada la ejecución de un terraplén. En la figura IV.15 apreciamos la situación de los dos macizos construidos y el dispositivo de drenaje utilizado que habrán de garantizar la estabilidad externa del conjunto.

Es posible considerar que la solución de Tierra Armada en estas obras no se deba a un factor necesariamente económico, sino está basada en una determinación técnica apoyada en estudios minuciosos de las condiciones hidráulicas y de drenaje del terreno natural y su influencia de la obra a realizar sobre las condiciones de estabilidad general y aspectos de conservación a corto y largo plazo.

La posición de los macizos y la altura relativa de contención que estos mantienen como puede observarse alcanzan los 27 mts. de altura virtual y su disposición se ha hecho de acuerdo a la topografía existente con una optimización del costo global. El macizo de pie tiene una altura de 13.50 mts., este soporta al terraplén de 7.50 mts. y el muro de la calzada es de 6.0 mts.

La combinación de los muros fue posible debido a que la Tierra Armada puede apoyarse en un relleno como en el caso del muro superior.

En el Km 8 de esta misma obra término de los Araques y a lo



CARRETERA MERIDA - PANAMERICANA. SECCION CON LA DISPOSICION DE DOS MACIZOS SUPERPUESTOS. CAD. 3.440

FIGURA IV.15

largo de 130 mts. de longitud un macizo de Tierra Armada contiene la plataforma de la vía y evita el derrame del terraplén que de haberse efectuado hubiera estado sometido a la erosión producida por las aguas del Río Chama. La obra fué construida en el plazo de un mes.

Camino de Acceso al Túnel Frejus. Francia.

Sobre el lado frances del Túnel Frejus en la frontera Franco-Italiana, el camino de acceso al túnel sube a lo largo de 4.5 Kms. a través de la pendiente del Arc Valley, desde los 1,019 a los 1,227 mts de altura, la corona del macizo tiene un ancho de 13.50 mts y la pendiente natural del terreno alcanza los 42°.

El subsuelo está formado por rocas (cuarcitas), pero sobre es te existe una serie de capas heterogeneas y delgadas de suelo alterado formado de gravas y bloques de roca además de un suelo arcillo-arenosos. Los espesores de estas capas alcanzan algunas decenas de metros y además conducciones de agua han sido localizadas en el subsuelo.

La pendiente del terreno se encuentra en un límite de equilibrio y algunos desplazamientos históricos han sido detectados.

Debido a la inestabilidad natural de las pendientes, y a la dificultad involucrada en estudiar las condiciones del suelo por los métodos clásicos, una observación minuciosa de los desplazamientos fué realizada mediante métodos topográficos y el uso de clinómetros

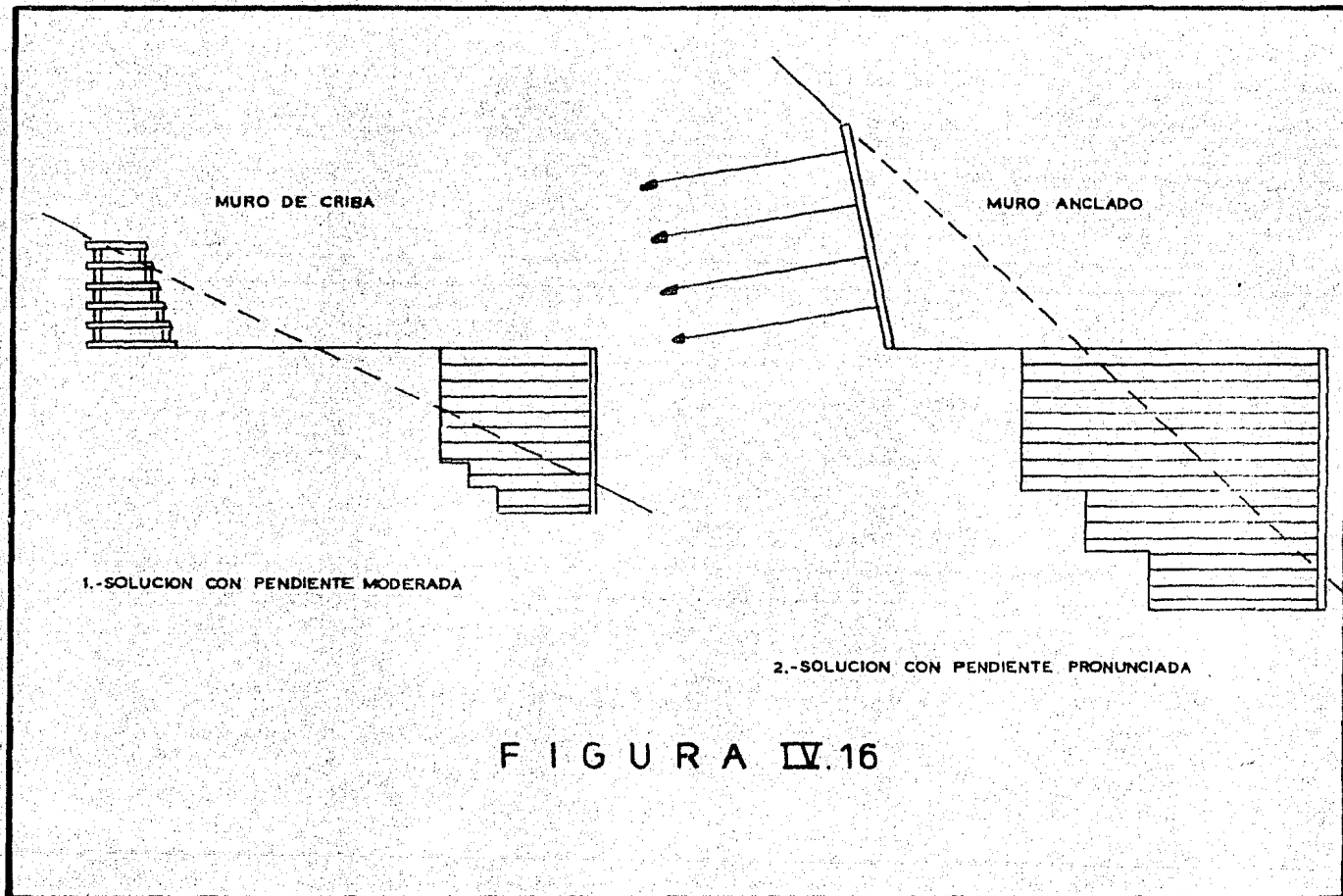
desde 1967. Estas mediciones demostraron que algunos desplazamientos de la superficie fueron importantes alcanzando los 10 cms por año en algunas partes.

La selección de las estructuras fué gobernada por dos aspectos principalmente:

- La pendiente estando en un límite de equilibrio contribuyó a la necesidad de desplantar las estructuras de una manera que se perturbara lo menos posible la estabilidad de la pendiente tanto durante la construcción como en su estado definitivo. Esto fué obtenido por el trazo transversal de secciones en balcón tal y como lo podemos observar en la figura IV.16.
- Estando la pendiente sujeta potencialmente sujeta a algunos desplazamientos las estructuras tenían que ser bastante deformables.

La solución de Tierra Armada fué seleccionada para los muros de la parte más baja construidos en terraplén, muros de criba y muros anclados fueron elegidos para las área de corte, dependiendo su selección de las alturas de estos cortes, de manera de minimizarlos. Estas selecciones fueron gobernadas por la intención de restringir los cortes y por la consideración de que la estabilidad provisional de las excavaciones sería difícil de asegurar, por esto mismo la selección de las armaduras en la parte baja del macizo fué menor que la longitud de las tiras normales.

Un macizo experimental de Tierra Armada fué construido en 1972 en una zona donde los deslizamientos alcanzaban los 10 cms por año y



fué instrumentado de manera de conocer su comportamiento, el análisis de este fué tan bueno que se insertó en el trabajo final, cinco años más tarde.

La estabilidad interna del macizo fué calculada por el método clásico de análisis de Tierra Armada.

Los análisis de estabilidad externa fueron llevados a cabo cuidando el deslizamiento sobre la base y el deslizamiento general de una masa comprimiendo el macizo. Además fué verificado que la seguridad para una superficie de falla que corta una o dos capas de tiras metálicas nunca es menor que el factor de seguridad para una superficie de falla fuera del macizo armado (Superficies 1 y 2 respectivamente en la figura IV.17)

Como las características de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos fueron acompañadas de una gran incertidumbre, los cálculos fueron analizados en términos de la variación del factor de seguridad versus el del terreno natural, encontrando en todos los resultados que la seguridad en la estabilidad de los perfiles siempre fué igual o mayor que la estabilidad del terreno natural.

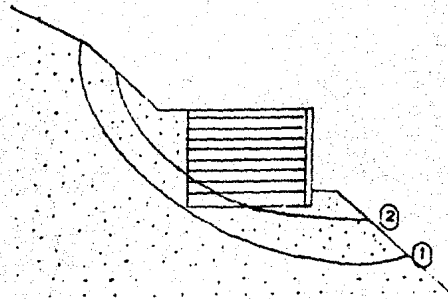
Un aspecto importante significó el corto tiempo que duraba la estabilidad de los cortes, implicando que la construcción del macizo se realizara en condiciones más difíciles a las normales. Su evaluación fué considerada aún más importante al comprobar que la falla en un corte de solo dos metros de alto provocaba fuertes deslizamientos.

Varias soluciones fueron sugeridas para la estabilidad de las excavaciones mientras se colocaba la Tierra Armada, entre ellas estuvieron la inyección previa, la estabilización por pilas de raíces (root-piles), preesforzados anclados a vigas de concreto. Esta tercera solución fué la seleccionada y proporcionó resultados satisfactorios.

Después de algunas lluvias importantes se presentaron nuevos deslizamientos entre 1977 y 1979. Así un viejo deslizamiento atravesó el macizo de Tierra Armada llevándose consigo una parte de él, mientras que la otra parte se mantuvo sin movimiento. Los desplazamientos verticales y horizontales alcanzaron hasta un metro pero solamente dos filas de escamas fueron dañadas habiéndose roto sus correspondientes tiras (figura IV.18).

Después los movimientos pararon y la parte dañada del macizo fué reparada, retirando el material de relleno, las escamas y las tiras en esta parte y reconstruyendo de nuevo el macizo en esta zona. A la fecha el comportamiento del macizo ha sido satisfactorio.

La experiencia anterior en algunos cientos de metros de longitud de muro de Tierra Armada en un terreno difícil por su pendiente y además inestable demostró que es posible utilizar estas estructuras considerando cuidadosamente todos los problemas como el corto y largo tiempo de la estabilidad de las excavaciones. Soluciones clásicas como la construcción de semipuentes hubiera resultado más costosa y no resolvería todos los problemas, cimentaciones profundas



GENERALMENTE

$$F_{s1} \leq F_{s2}$$

FACTORES DE ESTABILIDAD PARA SUPERFICIES DE FALLA
ALREDEDOR DE UN MACIZO ARMADO

FIGURA IV. 17

MURO DE TIERRA ARMADA EN ZONA DE DESLIZAMIENTO

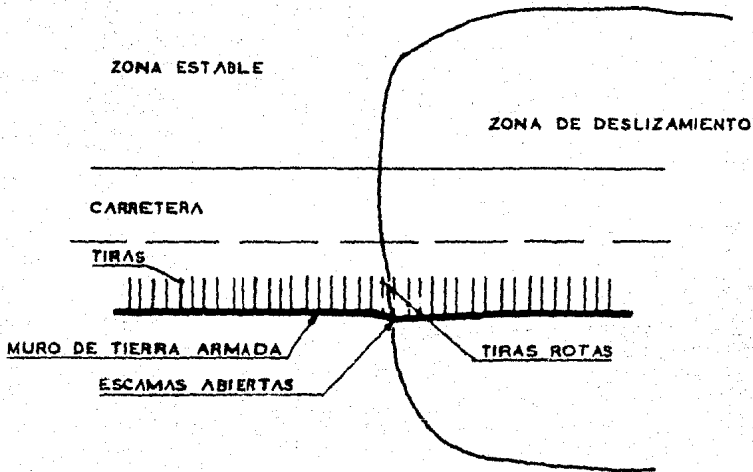


FIGURA IV. 18

hubieran sido imposibles de ejecutar sobre este terreno además de que debido al lento pero real desplazamiento del suelo, hubieran estado sujetas, por su rigidez, a esfuerzos horizontales aún más importantes que los que se presentan en la Tierra Armada.

Carretera Litoral en la Isla de Reunión. Madagascar.

El diseño de la Carretera Litoral en la Isla de Reunión que corre en su trazo entre el litoral y un enorme acantilado, se enfrentaba a enormes problemas para su construcción, como eran la necesidad de crear una obra segura ante los frecuentes deslizamientos y desprendimientos de rocas.

La necesidad de adoptar una obra que se pudiera adaptar a las deformaciones y asentamientos del pedraplén era otro de los problemas. En esta zona la costa está constituida por fondos inestables de rocas sueltas que con las corrientes y el oleaje son movidas.

Ante estas eventualidades las autoridades locales decidieron proyectar y construir la carretera utilizando en su construcción la Tierra Armada.

Los principales criterios que influyeron en la selección de la Tierra Armada en la construcción de esta obra fueron:

- Flexibilidad del macizo de Tierra Armada ante los posibles asentamientos.

- Rapidez de ejecución.

En la figura IV.19 observamos la sección tipo de la carretera la cual consta de una plataforma de 22.50 mts construida sobre dos macizos de Tierra Armada y notándose la disposición de la escollera en diferentes tamaños.

La construcción del macizo armado constituyó 75,000 m² de paramento, 750 kms de armaduras metálicas y 345,000 m³ de rellenos, habiendo sido realizada la obra en 24 meses incluyendo puentes, terraplenes y calzadas.

Esta carretera litoral ha soportado desde su construcción el azote de dos importantes ciclones en 1975 y 1976 sin haber sufrido daño, lo que viene a confirmar la acertada selección de la Tierra Armada y el adecuado comportamiento de esta en medios acuáticos.

CARRETERA LITORAL ISLA DE REUNION MADAGASCAR

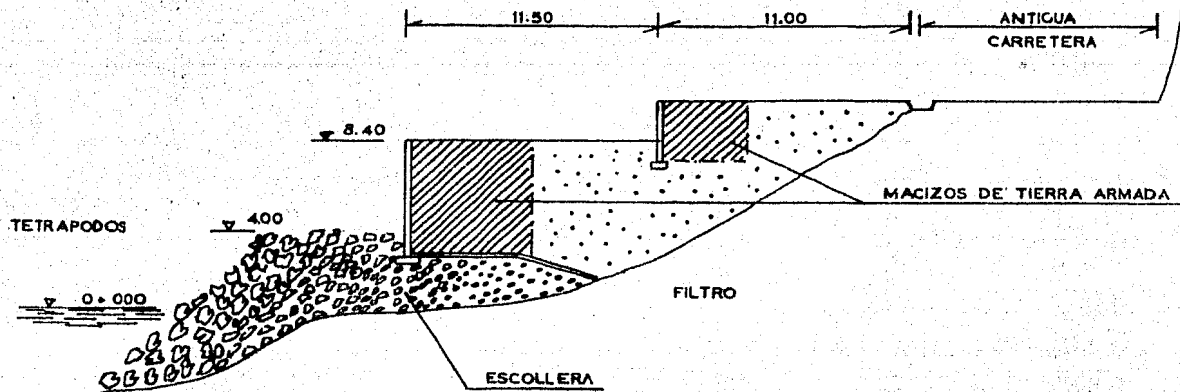


FIGURA IV,19

V. ANALISIS DE COSTOS.

En capítulos anteriores hemos mencionado que la utilización de la Tierra Armada como sistema de construcción aporta economías significativas en la realización de obras de retención en comparación con los sistemas tradicionales de construcción como son los muros de mamposte^uría y los muros de concreto reforzado. En el presente capítulo trataremos de demostrar la economía que resulta de la utilización de la Tierra Armada analizando los costos directos provenientes de la construcción de cinco muros de retención diferentes en altura; estos análisis de harán primero para muros construidos con el sistema tradicional de concreto reforzado y posteriormente se analizarán los mismos muros utilizando el sistema de Tierra Armada.

Al final del capítulo se presenta una gráfica en la cual se muestran los dos sistemas analizados y se hacen algunas observaciones pertinentes en cuanto al análisis elaborado, haciendo notar algunas situaciones que no se previeron y que pueden afectar el costo de cualquiera de los dos sistemas.

Es importante hacer notar que en estos análisis se han tomado en consideración los conceptos que principalmente influyen en el costo del sistema dejando a un lado los conceptos menores en cada uno de ellos. Este estudio se hace con el fin de proporcionar una base de comparación entre los dos sistemas y no se deberá considerar inobj^uetivamente como el costo directo que implica la construcción de una

estructura de retención en cualquiera de los dos sistemas analizados.

V.1 ANALISIS DE COSTO DIRECTO PARA MUROS DE CONCRETO REFORZADO.

ANALISIS DE SALARIOS REALES :

**ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS PARA EL SISTEMA DE
CONCRETO REFORZADO.**

MAQUINA: REVOLVEDORA DE CON- CRETO DE UN SACO.	MARCA: M I P S A
MODELO:	MOTOR: Kohler
FECHA:	ELABORO:

análisis costo hora-maquina

DATOS GENERALES

Precio adquisición		139,500.00	M.N.	Potencia motor	HP tot	3.50	HP
Equipo adicional			M.N.	Potencia operación	HP op	2.40	HP
Valor inicial	(Va)	139,500.00	M.N.	Tipo combustible			
Valor rescate	(Vr)	13,950.00	M.N.	Coef. almacenaje	(K)	0.05	%
Tasa de interés	(i)	12	%	Factor mantenam.	(O)	0.40	%
Prima de seguros	(s)	2	%	Vida económ. Banta	(Vc)		Mr
Vida económica	(Ve)	2	Años	Capacidad carter	(C)	2.00	Lt
Horas por año	(Ha)	2,000.00	Mrs.	Cambios de aceite	(T)	50.00	M

COSTOS BASICOS

Llantas VLL	\$	Gasolina	\$	Operador	\$
Lubricantes (L)		Diesel		Ayudante	
		Electricidad			

1 CARGOS FIJOS

Depreciación	$D = (Va - Vr) / Ve / Ha$	$D = (139,500 - 13,950) / 4000 =$	31.39
Inversión	$I = (Va + Vr) / 2 / Ha$	$I = (139,500 + 13,950) 0.12 / 4000 =$	4.60
Seguros	$S = (Va + Vr) / 2 / Ha$	$S = (139,500 + 13,950) 0.02 / 4000 =$	0.77
Almacenaje	$A = K \times D$	$A = 0.05 \times 31.39 =$	1.57
Mantenimiento	$M = O \times D$	$M = 0.40 \times 31.39 =$	12.56

\$ 50.89

2. CONSUMOS

Gasolina	$E = 0.24 \times HP \text{ op} \times \text{costo/litro}$	$E = 0.24 \times 2.40 \times 20.00$	11.52
Electricidad			
Aceite	$a = \frac{1}{T} \left(\frac{0.0030 \times HP}{\text{operación}} \right) \times \text{costo/litro}$	$a = \left[\frac{2.0}{50} + \left(\frac{0.0030 \times 2.40}{\text{operación}} \right) \right] 75.00 =$	3.54
Llantas	$LL = VLL / Ha$		

\$ 15.06

3. OPERACION

Salarios	$S = (Op + Ay) \times F \text{ op} / 8 \text{ hrs.}$	$S = 826.25 + 4(734.16) / 8 \times 0.75 =$	627.15
Bonificaciones			

\$ 627.15

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA

693.10

análisis costo hora-maquina

MAQUINA: VIBRADOR DE CONCRETO.	MARCA: M E C S A
MODELO: K-4	MOTOR: Kohler
FECHA: Abril, 1983	ELABORO:

DATOS GENERALES

Precio adquisición		69,500.00	M.N.	Potencia motor	HP tot	4.00	HP
Equipo adicional			M.N.	Potencia operación	HP op	3.20	HP
Valor inicial (V _i)		69,500.00	M.N.	Tipo combustible			
Valor rescate (V _r)		6,950.00	M.N.	Coef. almacenaje (K)		0.300	%
Tasa de interés (i)	12	%		Factor mantenim. (D)		0.800	%
Prima de seguros (S)	2	%		Vida económica (L _e)			Años
Vida económica (V _e)	2	Años		Capacidad Carter (C)		1.00	L ₁
Horas por año (h _a)	2,000	Hrs		Cambios de aceite (T)		50.00	litros

COSTOS BASICOS

Llenas V _{LL}	\$	Gasolina	\$	Operador	\$
Lubricantes (L)		Diesel		Arriante	
		Electricidad			

1 CARGOS FIJOS

Depreciación	$D = (V_i - V_r) / V_e \cdot h_a$	$D = (69,500 - 6,950) / 4000 =$	15.64
Inversión	$I = (V_i + V_r) \cdot 2 \cdot h_a$	$I = (69,500 + 6,950) \cdot 0.12 / 4000 =$	2.29
Seguros	$S = V_i \cdot i \cdot 2 \cdot h_a$	$S = (69,500 + 6,950) \cdot 0.02 / 4000 =$	0.38
Almacenaje	$A = K \cdot D$	$A = 0.300 \times 15.64 =$	4.69
Mantenimiento	$M = D \cdot D$	$M = 0.800 \times 15.64 =$	12.51
			\$ 35.51

2. CONSUMOS

Diesel	$E = 0.24 \times h_a \cdot \text{pop costo litro}$		
Gasolina	$E = 0.24 \times h_a \cdot \text{pop costo litro}$	$E = 0.24 \times 3.20 \times 20.00 =$	15.36
Electricidad			
Acero	$a = \frac{1}{L} \cdot \left(\frac{C}{1000 \times \text{HP op}} \right) \cdot \text{pop costo litro}$		
	$a = \frac{1}{L} \cdot \left(\frac{C}{1000 \times \text{HP op}} \right) \cdot \text{pop costo litro}$	$a = [1/50 + (0.0030 \times 3.20)] \cdot 76.00 =$	2.22
Llenas	$LL = V_{LL} \cdot h_a$		
			\$ 17.58

3. OPERACION

Salarios	$S = (D_p + A_p) \cdot \text{pop costo litro}$	$S = 774.61 / 8 \times 0.75 =$	129.10
Bonificaciones			

	\$129.10
COSTO DIRECTO HORA MAQUINA	182.19

análisis de precios unitarios

CLAVE: C.A.1 UNIDAD: _____
 ELABORO: _____ REVISO: _____
 FECHA: Abril/83 No. HOJAS: _____
 OBRA: Muro de Concreto Armado
 UBICACION: _____

CONCEPTO: Plantilla de Concreto f'c=90kg/cm2
Espesor de 10cms. Incluye afine y compactación
de cepas.

1.- MATERIALES.	U.	CANTIDAD	1.00+ DESP.	C.U.	IMPORTE
Agua para compactación	M3/M2	0.005	-	\$ 50.00/M3	0.25
Pisón de madera 0.10M3x0.0875PT/M2	PT/m2	0.0088	-	48.00/PT	0.42
Madera en fronteras $\frac{4'' \times 4'' \times 2M}{3.657} \times \frac{1}{100}$	PT/M2	0.087	-	48.00/PT	4.18
Concreto f'c=90kg/cm2	M3/M2	0.10	3-	2,401.55/M3	240.12
Psarelas 10pzasx1.5''x12''x8''x $\frac{1}{2500}$	PT/M2	0.048	-	48.00/PT	2.30
Reglas de madera $\frac{2'' \times 4'' \times 1.5m}{3.657} \times \frac{1}{100}$	PT/M2	0.03	-	48.00/PT	1.44

2.- MANO DE OBRA	CUADRILLA	SALARIO / RENDIM.	248.71
Compactación y afine de cepa	G1	842.14/35	24.06
Vaciado y picado del concreto	G2	993.93/14	71.00

3.- EQUIPO, HERRAMIENTA E IMPLEMENTOS.	No. HORAS	No. MAOS.	COSTO / PRODUCCION	95.06
Revolvedora	0.80	1	693.10/1.20 x 1/10	57.76
HERRAM 3 % + ANDAMIAGE			% = 0.03 x \$ 95.06	2.85

4.- VARIOS.	U.	CANTIDAD	1.00+ DESP.	C. U.	60.61

RESUMEN:	
COSTO DIRECTO:	404.38
INDIRECTOS:	
UTILIDAD:	
PRECIO UNITARIO:	

análisis de precios unitarios

CLAVE: C.A. 2 UNIDAD: _____
 ELABORO: _____ REVISO: _____
 FECHA: Abril/83 No. HOJAS: _____
 OBRA: Muro de Concreto Armado
 UBICACION: _____

CONCEPTO: Cimbra común en zapatas de cimen-
tación.

1.- MATERIALES.	U.	CANTIDAD	1.00- DESP.	C.U.	IMPORTE
Madera para cimbra 1M2/M3	M2	1.00	-	260.16	260.16
Clavo de hechura 2 1/2" ^{40pza x 1100} ₅₅₀₅	kg	0.004	1.30	140.00	5.53
Reposición de Clavo 50% del clavo total ^{40pza x 1100} ₅₅₀₅	kg	0.076	1.30	140.00	13.83
Diesel	Lt	0.60	-	14.00	8.40

2.- MANO DE OBRA	CUADRILLA	SALARIO / RENDIM.	287.92
Hechura de cimbra	G4	1,841.86/17M2/Tx1/5505	21.67
Cimbra y descimbra	G4	1,841.86/9.5	193.98

3.- EQUIPO, HERRAMIENTA E IMPLEMENTOS.	No. HORAS	No. MACS.	COSTO / PRODUCCION	285.96
HERRAM	1 % + ANDAMIAJE	% + EQ. SEQ.	% = 0.01 x \$ 215.55	26162

4.- VARIOS.	U.	CANTIDAD	1.00- DESP.	C.U.	26162

RESUMEN:	
COSTO DIRECTO:	505.63
INDIRECTOS:	
UTILIDAD:	
PRECIO UNITARIO:	

análisis de precios unitarios

CLAVE: C.A. 3 UNIDAD: _____
ELABORO: _____ REVISO: _____
FECHA: Abril/83 No. HOJAS: _____
OBRA: Muro de Concreto Armado
UBICACION: _____

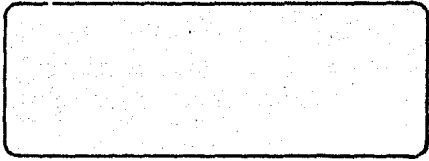
CONCEPTO: Concreto premezclado f'c=250
kg/cm2 en zapatas de cimentación

1.- MATERIALES.	U.	CANTIDAD	1.00- DESP.	C.U.	IMPORTE
Concreto premezclado	M3	1.00	1.02	\$ 5,303.00	\$ 5,409.06

2.- MANO DE OBRA	CUADRILLA	SALARIO / RENDIM.	5,409.06
Vaciado del concreto	G2	993.93/30	33.13

3.- EQUIPO, HERRAMIENTA E IMPLEMENTOS.	No. HORAS	No. MAOS.	COSTO / PRODUCCION	33.13
Vibrador			182.19/1.25	145.75
HERRAM 3 % + ANDAMIAJE				

4.- VARIOS.	U.	CANTIDAD	1.00 + DESP.	C. U.	146.74



RESUMEN:	
COSTO DIRECTO:	\$ 588.93
INDIRECTOS:	
UTILIDAD:	
PRECIO UNITARIO:	

CLAVE: C.A. 4 UNIDAD: _____
 ELABORO: _____ REVISO: _____
 FECHA: Abril/83 No. HOJAS: _____
 OBRA: Muro de Concreto Armado
 UBICACION: _____

análisis de precios unitarios

CONCEPTO: Armado de acero de refuerzo. Diámetro 5/8". f = 4,200 kg/cm2.

1.- MATERIALES.	U.	CANTIDAD	1.00+ DESP.	C.U.	IMPORTE
Acero fy=4200kg/cm2 Ø 5/8"	Ton	1.0	1.03	43,650.00	44,959.50
Trasplapes	"	0.0126		43,650.00	549.99
Ganchos	"	0.0433		43,650.00	1,890.05
Alambre Num. 18	kg	27.00	1.10	69.90	2,076.03

2.- MANO DE OBRA	CUADRILLA	SALARIO / RENDIM.	IMPORTE
Habilitado y armado	G3	1,308.24/0.17ton/T	7,695.53

3.- EQUIPO, HERRAMIENTA E IMPLEMENTOS.	No. HORAS	No. MAQS.	COSTO / PRODUCCION	IMPORTE
Cortadora \$14,814/175				84.65
Reposicion dientes \$1,735.40/30				57.84
HERRAM 1 % + ANDAMIAJE	% + EQ. SEG.	% =	0.01	7,895.53
				76.95

4.- VARIOS.	U.	CANTIDAD	1.00+ DESP.	C. U.	IMPORTE
Madera base cortadora $\frac{4"}{12} \times \frac{10"}{2} \times 28"$ x					
$\frac{1}{30} \times \frac{1}{2}$ usos	PT	0.44		48.00	21.12
Mesa de doblado $\frac{100.45PT}{30}$ x $\frac{1}{2}$ usos	PT	1.68		48.00	80.64

RESUMEN:		IMPORTE
COSTO DIRECTO:		57,492.30
INDIRECTOS:		
UTILIDAD:		
PRECIO UNITARIO:		101.76

análisis de precios unitarios

CLAVE: C.A.5 UNIDAD: _____
 ELABORO: _____ REVISO: _____
 FECHA: Abril/83 No. HOJAS: _____
 OBRA: Muro de concreto armado
 UBICACION: _____

CONCEPTO: Cimbra común en muros.

1.- MATERIALES	U.	CANTIDAD	1.00- DESP.	C.U.	IMPORTE
Madera para cimbra 10M2/M3	PT	13.75	1.20	48.00	792.00
Clavo 40pzas(2 1/2")x0.0038+					
12pzas(3 1/2")x0.0064/7usos	kg	0.0323	1.30	140.00	5.88
Reposición de clavo por uso 30% del clavo total inc.desperdicio 0.089	kg	0.089	-	140.00	12.46
Alambre#18 en plomos y torsales					
16m x 0.012kg/m= 0.192 kg/m2/uso	kg	0.192		69.90	13.42
Chafalanes 1m/m2 x 1/2usos	mt	0.50	-	10.00	5.00
Diesel 0.60 lts/m2	lt	0.60	-	14.00	8.40

2.- MANO DE OBRA	CUADRILLA	SALARIO / RENDIM.	IMPORTE
Hechura de cimbra	G4	1841.86/8.5 x 1/7usos	30.96
Cimbra y descimbra	G4	1,841.86/7.5	245.58

3.- EQUIPO, HERRAMIENTA E IMPLEMENTOS.	No. HORAS	No. MAUS.	COSTO / PRODUCCION	IMPORTE
HERRAM 3 % + ANDAMIAJE	9 + EQ. SEG.	0.0323 =	0.03 * \$ 276.54	8.30

4.- VARIOS.	U.	CANTIDAD	1.00- DESP.	C.U.	IMPORTE

RESUMEN:	
COSTO DIRECTO:	1,122.00
INDIRECTOS:	
UTILIDAD:	
PRECIO UNITARIO:	

análisis de precios unitarios

CLAVE: C.A.6 **UNIDAD:** _____
ELABORO: _____ **REVISO:** _____
FECHA: Abril/83 No. **HOJAS:** _____
OBRA: Muro de Concreto Armado
UBICACION: _____

CONCEPTO: Concreto premezclado f'c=250kg/cm²
Incluye bombeo del concreto.

1.- MATERIALES.	U.	CANTIDAD	1.00- DESP.	C.U.	IMPORTE
Concreto premezclado incluyendo bombeo. Resistencia Rápida	M3	1.0	1.02	5,583.00	5,694.66

2.- MANO DE OBRA	CUADRILLA	SALARIO / RENDIM.	IMPORTE
Picado y colocación del concreto	G2	993.93/18	55.22

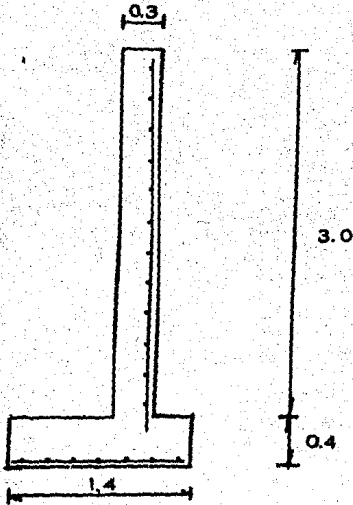
3.- EQUIPO, HERRAMIENTA E IMPLEMENTOS.	Nº. HORAS	Nº. MAOS.	COSTO / PRODUCCION	IMPORTE
Vibrado			182.19/1.25	145.75
HERRAM 3 % + ANDAMIAJE	10	% + EQ. SEQ.	% = 0.13 = \$-55.22	7.18

4.- VARIOS.	U.	CANTIDAD	1.00 + DESP.	C. U.	IMPORTE

RESUMEN:	
COSTO DIRECTO:	5,902.81
INDIRECTOS:	
UTILIDAD:	
PRECIO UNITARIO:	

ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS; CUANTIFICACION DE VOLUMENES
Y COSTOS DIRECTOS TOTALES EN LA CONSTRUCCION DE MUROS DE
RETENCION DE CONCRETO REFORZADO.

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DE UN MURO DE CONCRETO REFORZADO DE 100.00 MTS. DE LONGITUD Y ALTURA DE 3.00 MTS.



DATOS DEL MURO:

Longitud = 100.00 mts.

Altura = 3.00 mts.

Espesor = 0.30 mts.

CUANTIFICACION.

Cimentacion.-

Plantilla de concreto $f'c=90\text{kg/cm}^2$ = 1.60×100.00 = 160.00 M2.

Cimbra en zapatas de cimentación = $100.00 \times 0.40 \times 2$ lados
= 80.00 M2

Concreto en zapatas de cimentación = $100.00 \times 1.40 \times 0.40$
= 56.00 M3

Armado en zapatas de cimentación = 56.00×0.100 = 5.60 Tons.

Muro.-

Cimbra común en muro = $100.00 \times 3.00 \times 2$ lados = 600.00 M2

Concreto $F'c=250\text{kg/cm}^2$ en muro = $100.00 \times 3.00 \times 0.30$ = 90.00 M3

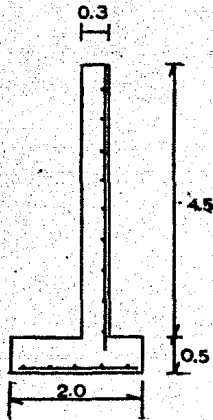
Acero de refuerzo en muro = 90.00×0.08 = 7.20 Ton

COSTO DIRECTO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO DE
100.00 MTS DE LONGITUD Y ALTURA DE 3.00 MTS.

CLAVE	CONCEPTO	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
C.A.1	Plantilla de concreto f'c=90kg/cm ² y espesor de 10 cms.	M2	160.00	404.38	\$ 64,700.80
C.A.2	Cimbra en zapatas de cimentación.	M2	80.00	503.89	40,311.20
C.A.3	Concreto f'c=250kg/cm ² en cimentaciones.	M3	56.00	5,588.93	312,980.08
C.A.4	Acero de refuerzo en zapatas de cimentación.	Ton	5.60	57,492.30	321,956.88
C.A.5	Cimbra común en muros.	M2	600.00	1,122.00	673,200.00
C.A.6	Concreto f'c=250kg/cm ² en muros.	M3	90.00	5,902.81	531,252.90
C.A.4	Acero de refuerzo en muros.	Ton	7.20	57,492.30	413,944.57

COSTO DIRECTO TOTAL \$2'358,346.42

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DE UN MURO DE CONCRETO REFORZADO DE 100.00 MTS. DE LONGITUD Y ALTURA DE 4.50 MTS.



DATOS DEL MURO

Longitud = 100.00 mts.

Altura = 4.50 mts.

Espesor = 0.30 mts.

CUANTIFICACION.

Cimentación.-

Plantilla de concreto $f'c=90\text{kg/cm}^2 = 2.20 \times 100.00 = 220.00 \text{ M}^2$

Cimbra en zapatas de cimentación = $100.00 \times 0.50 \times 2 \text{ lados}$
= 100.00 M2

Concreto en zapatas de cimentación = $100.00 \times 2.00 \times 0.50$
= 100.00 M3

Armado en zapatas de cimentación = $100.00 \times 0.10 = 10.00 \text{ Tons.}$

Muro.-

Cimbra común en muro = $100.00 \times 4.50 \times 2 \text{ lados} = 900.00 \text{ M}^2$

Concreto $f'c=250\text{kg/cm}^2$ en muro = $100.00 \times 4.50 \times 0.30 = 135.00 \text{ M}^3$

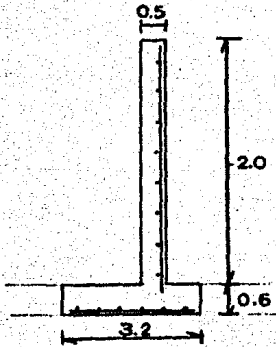
Acero de refuerzo en muro = $135.00 \times 0.10 = 13.50 \text{ Ton.}$

COSTO DIRECTO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO DE
100.00 MTS. DE LONGITUD Y ALTURA DE 4.50 MTS.

CLAVE	CONCEPTO	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
C.A. 1	Plantilla de concreto f'c=90 kg/cm2 y espesor de 10 cms.	M2	220.00	404.38	\$ 88,963.60
C.A. 2	Cimbra en zapatas de cimentación.	M2	100.00	503.89	50,389.00
C.A. 3	Concreto f'c=250kg/cm2 en cimentaciones.	M3	100.00	5,588.93	558,893.00
C.A. 4	Acero de refuerzo en zapatas de cimentación.	Ton	10.00	57,492.30	574,923.00
C.A. 5	Cimbra común en muros.	M2	900.00	1,122.00	1'009,800.00
C.A. 6	Concreto f'c=250kg/cm2 en muros.	M3	135.00	5,902.81	796,879.35
C.A. 4	Acero de refuerzo en muros.	Ton	13.50	57,492.30	776,146.05

COSTO DIRECTO TOTAL \$ 3'855,994.00

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DE UN MURO DE CONCRETO REFORZADO DE 100.00
MTS DE LONGITUD Y ALTURA DE 6.00 MTS.



DATOS DEL MURO:

Longitud = 100.00 mts.

Altura = 6.00 mts.

Espesor = 0.50 mts.

CUANTIFICACION.

Cimentación.-

Plantilla de concreto $f'c=90\text{kg/cm}^2$ = 3.40×100.00 = 340.00 M2

Cimbra en zapatas de cimentación = $100.00 \times 0.60 \times 2$ lados
= 120.00 M2

Concreto en zapatas de cimentación = $100.00 \times 3.20 \times 0.60$
= 192.00 M3

Acero de refuerzo en cimentaciones = 192.00×0.10 = 19.20 Tons.
(100kg por m3 de concreto)

Muro.-

Cimbra común en muro = $100.00 \times 6.00 \times 2$ lados = 1,200.00 M2

Concreto $f'c=250\text{kg/cm}^2$ en muro = $100.00 \times 6.00 \times 0.50$ = 300.00 M3

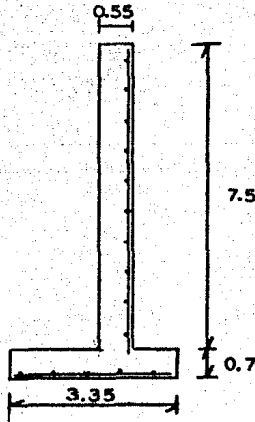
Acero de refuerzo en muro = 300.00×0.10 = 30.00 Tons
(100kg por m3 de concreto)

COSTO DIRECTO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO DE
100.00 MTS. DE LONGITUD Y ALTURA DE 6.00 MTS.

CLAVE	CONCEPTO	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
C.A. 1	Plantilla de concreto f'c=90kg/cm2 y espesor de 10 cms.	M2	340.00	\$ 404.38	\$ 137,489.20
C.A. 2	Cimbra en zapatas de cimentación.	M2	120.00	503.89	60,466.80
C.A. 3	Concreto en cimentaciones f'c=250 kg/cm2	M3	192.00	5,588.93	1'037,074.56
C.A. 4	Acero de refuerzo en zapatas de cimentación.	Ton	19.20	57,492.30	1'103,852.16
C.A. 5	Cimbra común en muros.	M2	1,200.00	1,122.00	1'346,400.00
C.A. 6	Concreto f'c= 250kg/cm2 en muros.	M3	300.00	5,902.81	1'770,843.00
C.A. 4	Acero de refuerzo en muros.	Ton	30.00	57,492.30	1'724,769.00

COSTO DIRECTO TOTAL\$ 7'216,894.72

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DE UN MURO DE CONCRETO REFORZADO DE 100.00 MTS DE LONGITUD Y ALTURA DE 7.50 MTS.



DATOS DEL MURO:

Longitud = 100.00 mts.

Altura = 7.50 mts.

Espesor = 0.55 mts.

CUANTIFICACION.

Cimentación.-

$$\text{Plantilla de concreto } f'c=90 \text{ kg/cm}^2 = 100.00 \times 3.55 = 355.00 \text{ M}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Cimbra en zapatas de cimentación} &= 1100.00 \times 0.70 \times 2 \text{ lados} \\ &= 140.00 \text{ M}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Concreto en zapatas de cimentación} &= 100.00 \times 3.35 \times 0.70 \\ &= 234.50 \text{ M}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Acero de refuerzo en cimentaciones} &= 234.50 \times 0.100 = 23.45 \text{ tons.} \\ \text{(100 kg por m}^3 \text{ de concreto)} & \end{aligned}$$

Muro.-

$$\text{Cimbra común en muros} = 100.00 \times 7.50 \times 2 \text{ lados} = 1,500.00 \text{ M}^2$$

$$\text{Concreto } f'c=250\text{kg/cm}^2 \text{ en muros} = 100.00 \times 7.50 \times 0.55 = 412.50 \text{ M}^3$$

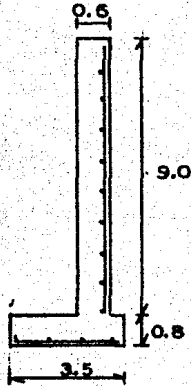
$$\begin{aligned} \text{Acero de refuerzo en muros} &= 412.50 \times 0.110 = 45.38 \text{ tons.} \\ \text{(110 kg de acero por m}^3 \text{ de concreto)} & \end{aligned}$$

COSTO UNITARIO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO DE
100.00 MTS. DE LONGITUD Y ALTURA DE 7.50 MTS.

CLAVE	CONCEPTO	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
C.A. 1	Plantilla de concreto f'c=90kg/cm2 y espesor de 10 cms.	M2	355.00	404.38	\$ 143,554.90
C.A. 2	Cimbra común en zapatas de cimentación.	M2	140.00	503.89	70,544.60
C.A. 3	Concreto en cimentaciones f'c=250 kg/cm2	M3	234.50	5,588.93	1'310,604.09
C.A. 4	Acero de refuerzo en zapatas de cimentación.	Ton	23.45	57,492.30	1'348,194.44
C.A. 5	Cimbra común en muros.	M2	1,500.00	1,122.00	1'683,000.00
C.A. 6	Concreto f'c=250kg/cm2 en muros	M3	412.50	5,902.81	2'434,909.13
C.A. 4	Acero de refuerzo en muros.	Ton	45.38	57,492.30	2'609,000.57

COSTO DIRECTO TOTAL \$ 9'599,807,72

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DE UN MURO DE CONCRETO REFORZADO DE
100.00 MTS DE LÓNGITUD Y ALTURA DE 9.00 MTS.



DATOS DEL MURO:

Longitud = 100.00 mts.

Altura = 9.00 mts.

Espesor = 0.60 mts.

CUANTIFICACION.

Cimentación.-

Plantilla de concreto $f'c=90\text{kg/cm}^2$ = $100.00 \times 3.70 = 370.00 \text{ M}^2$

Cimbra en zapatas de cimentación = $100.00 \times 0.80 \times 2 \text{ lados}$
= 160.00 M²

Concreto en zapatas de cimentación = $100.00 \times 3.50 \times 0.80$
= 280.00 M³

Acero de refuerzo en cimentaciones = $280.00 \times 0.10 = 28.00 \text{ Tons.}$
(100 kg por m³ de concreto)

Muro.-

Cimbra común en muros = $100.00 \times 9.00 \times 2 \text{ lados} = 1,800.00 \text{ M}^2$

Concreto $f'c=250\text{kg/cm}^2$ en muros = $100.00 \times 9.00 \times 0.60 = 540.00 \text{ M}^3$

Acero de refuerzo en muros = $540.00 \times 0.12 = 64.80 \text{ Tons}$
(120 kg por M³ de concreto)

COSTO DIRECTO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO DE
100.00 MTS. DE LONGITUD Y ALTURA DE 9.00 MTS.

CLAVE ¹	C O N C E P T O	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
C.A. 1	Plantilla de concreto f'c=90kg/cm ² y espesor de 10 cms.	M2	370.00	\$ 404.38	\$ 149,620.60
C.A. 2	Cimbra común en zapatas de cimentación.	M2	160.00	503.89	80,622.40
C.A. 3	Concreto en cimentaciones f'c=250 kg/cm ²	M3	280.00	5,588.93	1'564,900.40
C.A. 4	Acero de refuerzo en cimentaciones	Ton.	28.00	57,492.30	1'609,784.40
C.A. 5	Cimbra común en muros.	M2	1,800.00	1,122.00	2'019,600.00
C.A. 6	Concreto f'c=250 kg/cm ² en muros.	M3	540.00	5,902.81	3'187,517.40
C.A. 4	Acero de refuerzo en muros.	Ton.	64.80	57,492.30	3'725,501.04

COSTO DIRECTO TOTAL\$ 12'337,546.24

V.2 ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS PARA EL SISTEMA DE TIERRA ARMADA.

análisis costo hora-maquina

MAQUINA: GRUA MONTADA SO- BRE CAMION	MARCA: HIAB
MODELO: 850	MOTOR:
FECHA: Abril/1983	ELABORO:

DATOS GENERALES

Precio adquisición		1'436,000	M.N.	Potencia motor	HP tot	150	HP
Equipo adicional			M.N.	Potencia operacion	HP op	105	HP
Valor inicial	(Va)	1'436,000	M.N.	Tipocombustible	Gasolina		
Valor rescate	(Vr)	143,600	M.N.	Coef almacenaje	(K)	0.05	%
Tasa de intereses	(i)	12	%	Factor mantenan.	(O)	0.40	%
Prima de seguros	(s)	2	%	Vida econom. fianca	(V _e)		Hr
Vida economica	(Ve)	5	Años	Capacidad carter	(C)	8	Lt
Horas por año	(Ha)	1,500	Hrs	Cambios de aceite	(T)	200	Hr

COSTOS BASICOS

Llaves V _{LL}	\$	Gasolina	\$	Operador	S
Lubricantes (L)		Diesel		Ayudante	
		Electricidad			

I CARGOS FIJOS

Depreciacion	$D = (Va - Vr) / Ve / Ha$	$D = (1'436,000 - 143,600) / 7500$	\$ 173.32
Inversion	$I = (Va + Vr) / 2Ha$	$I = (1'436,000 + 143,600) / 0.12 / 2 \times 1500$	63.18
Seguros	$S = (Va + Vr) / 2Ha$	$S = (1'436,000 + 143,600) / 0.02 / 2 \times 1500$	10.53
Almacenaje	$A = K \times D$	$A = 0.05 \times 173.32$	8.67
Mantenimiento	$M = O \times D$	$M = 0.40 \times 173.32$	69.33

\$ 325.03

2. CONSUMOS

Diesel	$E = b \times 20 \times HP \times \text{costo/litro}$		
Gasolina	$E = o \times 24 \times HP \times \text{costo/litro}$	$E = 0.24 \times 105 \times 25.00$	604.80
Electricidad			
Acero	$a = \frac{1}{2} \times \left(\frac{0.0035 \times HP}{\text{operacion}} \right)$		
	$a = \frac{1}{2} \times \left(\frac{L}{T} \times \left(\frac{0.0030 \times HP \times \text{op}}{\text{operacion}} \right) \right)$	$a = \left[\frac{8}{200} + 0.0030 \times 105 \right] \times 75.00$	26.63
Llaves	$LL = V_{LL} / Hr$		

\$1631.43

3. OPERACION

Salarios	$S = (Op + Ar) \times \text{top} \times Hr$	$S = 1,226.89 / 8 \times 0.75$	204.50
----------	---	--------------------------------	--------

\$204.50

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA \$1,160.96

MAQUINA: CAMION	MARCA: FORD
MODELO: F-600	MOTOR: FORD
FECHA: Abril/1983	ELABORO:

análisis costo hora-maquina

DATOS GENERALES

Precio adquisición		1'600,000	M.N.	Potencia motor	HP tot	150	HP
Equipo adicional			M.N.	Potencia operación	HP op	105	HP
Valor inicial	(Va)	1'600,000	M.N.	Type combustible	Gasolina		
Valor rescate	(Vr)	160,000	M.N.	Coef. almacenaje	(K)	0.08	%
Tasa de interés	(i)	12	%	Factor mantenim.	(O)	0.60	%
Paura de seguros	(s)	2	%	Vida econom. llanta	(VLL)	2,2,900	---
Vida económica	(Ve)	5	Años	Capacidad carter.	(Cl)	8	---
Horas por año	(Ha)	2000	Hrs	Cambios de aceite	(C)	200	---

COSTOS BASICOS

Llantas V _{LL}	\$	Gasolina	\$	Operador	\$
Lubricantes (L)		Diesel		Ayudante	
		Electricidad			

1 CARGOS FIJOS

Depreciación	$D = (V_a - V_r) / V_e / H_a$	$D = (1'600,000 - 160,000) / 5 \times 2000$	144.00
Inversión	$I = (V_a + V_r) / 2 / H_a$	$I = (1'600,000 + 160,000) 0.12 / 2 \times 2000$	52.80
Seguros	$S = V_a \cdot s / 2 / H_a$	$S = (1'600,000 + 160,000) 0.02 / 2 \times 2000$	8.80
Almacenaje	$A = K \cdot D$	$A = 0.08 \times 144.00$	11.52
Mantenimiento	$M = O \cdot D$	$M = 0.60 \times 144.00$	86.40

\$ 303.52

2. CONSUMOS

Diesel	$E = 0.20 \times HP_{op} \text{ costo/hora}$		
Gasolina	$E = 0.24 \times HP_{op} \text{ costo/hora}$	$E = 0.24 \times 105.00 \times 24.00$	604.80
Electricidad			
Aceite	$a = \sqrt[3]{(0.0033 \times HP) \text{ consumo/hora}}$		
	$a = L/T - (0.0030 \times HP_{op}) \text{ consumo/hora}$	$a = [8/200 + 0.0030 \times 105]$	75.00
Llantas	$LL = V_{LL} / H_a$	$LL = 138,000 / 2,900$	47.59

\$ 678.92

3. OPERACION

Salario	$S = (Op + Ay) \times Top / H_a$	$S = 1,226.99 / 8 \times 0.75$	204.50
Bonificaciones			

\$ 204.50

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA

1,187.04

CLAVE:	<u>T.A.</u>	UNIDAD:	
ELABORO:		REVISO:	
FECHA:	<u>Abril/83</u>	No. HOJAS:	
OBRA:	<u>Macizo de Tierra Armada</u>		
UBICACION:			

análisis de precios unitarios

CONCEPTO: Preliminar. Concreto f'c=250kg/cm²
Incluye elaboración vibrado y la maquinaria necesaria.

1.- MATERIALES.	U.	CANTIDAD	1.00- DESP.	C.U.	IMPORTE
Cemento	Ton	0.423	1.03	\$ 5,500.00	2,396.30
Grava	M3	0.640	1.08	750.00	518.40
Arena	M3	0.465	1.08	750.00	376.65
Agua	M3	0.19	1.30	50.00	12.35

2.- MANO DE OBRA	CUADRILLA	SALARIO / RENDIM.	3,303.70
Acarreo del concreto	G2	993.93/14	71.00

3.- EQUIPO, HERRAMIENTA E IMPLEMENTOS.	No. HORAS	No. MAQS.	COSTO / PRODUCCION	71.00
Revolvedora de un saco			693.10/1.25	554.48
Vibrador			182.19/1.25	145.75
HERRAM 5 % + ANDAMIAJE	% + EQ. SEC.	% =	0.05 * \$ 71.00	3.55

4.- VARIOS.	U.	CANTIDAD	1.00 + DESP.	C. U.	703.78

RESUMEN:	
COSTO DIRECTO:	4,078.48
INDIRECTOS:	
UTILIDAD:	
PRECIO UNITARIO:	

CLAVE: T.A.1 UNIDAD: _____
 ELABORO: _____ REVISO: _____
 FECHA: Abril/83 No. HOJAS: _____
 OBRA: Macizo de Tierra Armada
 UBICACION: _____

análisis de precios unitarios

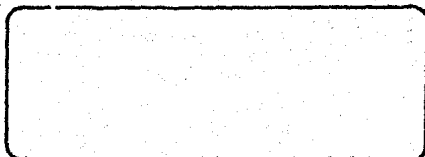
CONCEPTO: Fabricación de medias escamas de concreto f'c=250kg/cm2

1.- MATERIALES.	U.	CANTIDAD	1.00- DESP.	C.U.	IMPORTE
Preliminar. Concreto f'c=250kg/cm2	M3	0.18		\$ 4,078.48	\$ 734.13
Arranques de acero en escamas	Pza	2.00		110.00	220.00
Cimbra metálica.					280.00
Diesel	Lt	0.50		14.0	7.00

2.- MANO DE OBRA	CUADRILLA	SALARIO / RENDIM.	1,241.13
Preparación de cimbra	G2	993.93/ 18	55.22
Descimbrado	G2	993.93/ 25	39.76

3.- EQUIPO, HERRAMIENTA E IMPLEMENTOS.	No. HORAS	No. MAOS.	COSTO / PRODUCCION	94.98
HERRAM 3 % + ANDAMIAJE	7 + EQ. SEQ.	7 =	0.03 = \$ 94.98	2.85

4.- VARIOS.	U.	CANTIDAD	1.00 + DESP.	C.U.	2.85
					1,014.46



RESUMEN:	
COSTO DIRECTO:	1,338.86
INDIRECTOS:	
UTILIDAD:	
PRECIO UNITARIO:	

análisis de precios unitarios

CLAVE: T.A. 2 UNIDAD: _____
 ELABORO: _____ REVISO: _____
 FECHA: Abril/83 No. HOJAS: _____
 OBRA: Macizo de Tierra Armada
 UBICACION: _____

CONCEPTO: Escama de concreto f'c=250kg/cm².
Incluye concreto, cimbrado y descimbrado y
arranques en escamas.

1.- MATERIALES.	U.	CANTIDAD	1.00+ DESP.	C.U.	IMPORTE.
Preliminar.Concreto f'c=250kg/cm ²	M3	0.36	-	\$ 4,078.48	1,468.25
Arranques de acero en escamas.	Pza	4.00	-	110.00	440.00
Cimbra metálica.					560.00
Diesel	Lt	1.00	-	14.00	14.00
Juntas horizontales de corcho.	ML	1.67	1.10	78.50	144.20
Juntas verticales de hule espuma.	ML	1.50	1.10	20.80	34.32

2.- MANO DE OBRA	CUADRILLA	SALARIO / RENDIM.	2,660.77
Preparación de cimbra	G2	993.93/18	55.22
Descimbrado	G2	993.93/25	39.76
Preparación de juntas de corcho	G2	993.93/120	8.28
Preparación de juntas verticales	G2	993.93/100	9.94

3.- EQUIPO, HERRAMIENTA E IMPLEMENTOS.	No. HORAS	No. MAQS.	COSTO / PRODUCCION	113.20
HERRAM 3 % + ANDAMIAJE	% + EQ. SEQ.	% =	0.03 * \$ 113.20	3.40

4.- VARIOS.	U.	CANTIDAD	1.00+ DESP.	C.U.	3.40

RESUMEN: 2,773.37

COSTO DIRECTO:	
INDIRECTOS:	
UTILIDAD:	
PRECIO UNITARIO:	

CLAVE : T.A. 3

ANALISIS DE COSTO DIRECTO DE ACARREO DE MEDIAS ESCAMAS DEL LUGAR DE SU FABRICACION AL DE SU ALMACENAMIENTO.

Operaciones realizadas utilizando una grúa montada sobre camión modelo F-600.

Medias escamas trasladadas por viaje = 20 piezas

Carga.-

Tiempo de carga por pieza = 2.25 minutos

Tiempo total de carga = $2.25 \times 20 = 45$ minutos.

COSTO TOTAL POR CARGA = \$ 1,060.96/hora $\times \frac{2.25}{60} = \$ 43.54 / pza$

Descarga.-

Tiempo de descarga por pieza = 2.25 minutos

Tiempo total de descarga = $2.25 \times 20 = 45$ minutos.

COSTO TOTAL POR DESCARGA = \$ 1,160.96 $\times \frac{2.25}{60} = \$ 43.54 / pza$

Traslado.-

Tiempo utilizado en el traslado = 8 minutos

COSTO TOTAL POR TRASLADO = \$ 1,187.04 $\times \frac{8}{60} \times \frac{1}{20}$

= \$ 7.91 / pza.

Utilización de madera en almacenaje.-

Por cada media escama se utilizan 2 piezas de madera de 2"x6"x25"

COSTO POR MADERA EN ALMACENAJE = $\frac{2 \text{ pzas} \times 2'' \times 6'' \times 25''}{144} \times \frac{\$ 48.00/PT}{10 \text{ usos}}$

= \$ 20.00 / pza

Mano de obra.-

Para las maniobras de carga y descarga consideramos la cuadrilla G5 formada por 0.5 Albañil y 1 peón.

Costo de la cuadrilla G5 = \$ 1,253.69 / Turno

Rendimiento = 38 pzas/Turno

COSTO POR MANO DE OBRA = $\frac{\$ 1,253.69 / \text{Turno}}{38 \text{ pzas/Turno}} = \$ 32.99 / \text{pza}$

COSTO DIRECTO TOTAL :

Costo por carga = \$ 43.54 / pza

Costo por descarga = 43.54

Costo por traslado = 7.91

Costo por madera = 20.00

Costo por mano de obra = 32.99

COSTO DIRECTO TOTAL = \$ 147.98 / pza.

CLAVE T.A. 4

ANALISIS DE COSTO DIRECTO DE ACARREO DE ESCAMAS DE CONCRETO DEL LUGAR DE SU FABRICACION AL DE ALMACENAMIENTO.

Operaciones realizadas utilizando una grúa montada sobre camión modelo F-600.

Escamas de concreto trasladadas por viaje = 12 piezas.

Carga.-

Tiempo de carga por pieza = 2.5 minutos

Tiempo total de carga = 2.5 x 12 = 30 minutos

COSTO TOTAL POR CARGA = \$ 1,160.96/hora x $\frac{2.5}{60}$ = \$ 48.37 / pza

Descarga.-

Tiempo de descarga por pieza = 2.5 minutos.

Tiempo total de descarga = 2.5 x 12 = 30 minutos

COSTO TOTAL POR DESCARGA = \$ 1,160.96/hora x $\frac{2.5}{60}$ = \$ 48.37 / pza

Traslado.-

Tiempo utilizado en el traslado = 8 minutos

COSTO TOTAL POR TRASLADO = \$ 1,187.04/pza x $\frac{8}{60}$ x $\frac{1}{12}$
= \$ 13.19 / pza

Utilización de madera en almacenaje.-

Por cada escama se utilizan 2 piezas de madera de 2" x 6" x 50"

COSTO POR MADERA EN ALMACENAJE = $\frac{2\text{pzas} \times 2" \times 6" \times 50"}{144}$ x $\frac{\$48.00/\text{FT}}{10 \text{ usos}}$
= \$ 40.00 / pza

Mano de Obra.-

Para las maniobras de carga y descarga consideramos la cuadrilla G5 formada por 0.5 albañil y 1 peón.

Costo de la cuadrilla G5 = \$ 1,253.69 / Turno

Rendimiento = 30 pzas / turno

COSTO POR MANO DE OBRA = \$ $\frac{1,253.69/\text{Turno}}{30 \text{ Pzas/Turno}}$ = \$ 41.79 / pza

COSTO DIRECTO TOTAL:

Costo por carga = \$ 48.37 / pza

Costo por descarga = 48.37

Costo por traslado = 13.19

Costo por madera = 40.00

Costo por mano de obra = 41.79

COSTO DIRECTO TOTAL = \$ 191.72 / pza

CLAVE: T. A. 5 UNIDAD: _____
 ELABORO: _____ REVISO: _____
 FECHA: Abril/83 No. HOJAS: _____
 OBRA: Macizo de Tierra Armada
 UBICACION: _____

análisis de precios unitarios

CONCEPTO: Solera de reglaje de concreto simple f'c=150kg/cm2, de 0.15m de altura y 0.35 m de base.

1.- MATERIALES.	U.	CANTIDAD	1.00- DESP.	C.U.	IMPORTE
Agua para compactación	M3	0.003	-	50.00	0.15
Madera para cimbra	PT	1.31	-	48.0	62.88
Concreto f'c=150kg/cm2	M3	1/19.05	-	3,400.43	178.50

2.- MANO DE OBRA	CUADRILLA	SALARIO / RENDIM.	IMPORTE
Compactación y afine de cepa	G1	842.14/ 60	14.04
Hechura de cimbra	G4	1,841.86/ 50	36.84

3.- EQUIPO, HERRAMIENTA E IMPLEMENTOS.	No. HORAS	No. MAQS.	COSTO / PRODUCCION	IMPORTE

HERRAM 3 % + ANDAMIAJE % + EQ. SEQ. % = 0.03 * 50.88 = 1.53

4.- VARIOS.	U.	CANTIDAD	1.00 + DESP.	C.U.	IMPORTE

RESUMEN:	
COSTO DIRECTO:	293.94
INDIRECTOS:	
UTILIDAD:	
PRECIO UNITARIO:	

CLAVE T.A. 6

ANALISIS DE COSTO DIRECTO DE MONTAJE DE MEDIAS ESCAMAS DE CONCRETO
INCLUYE LA CARGA Y ACARREO DEL LUGAR DE ALMACENAJE AL DE SU MONTAJE.

Para las operaciones de carga, traslado y montaje de las piezas se
utiliza una grúa montada sobre camión, modelo F-600.

Medias escamas de concreto por viaje = 20 pzas

COSTO TOTAL POR CARGA (Del costo T.A.3) = \$ 43.54 / pza

COSTO TOTAL POR TRASLADO(Del costo T.A.3) = 7.91 / pza

Montaje.-

Tiempo de montaje por pieza = 6 minutos

Tiempo total de montaje = 6 x 20 = 120 minutos

COSTO TOTAL POR MONTAJE = \$ 1,160.96 x $\frac{6}{60}$ = \$ 116.10 / pza

Mano de Obra.-

Para las operaciones de carga y montaje de las piezas se considera la
cuadrilla G2 formada por 0.25 albañil y 1 peón

COSTO TOTAL POR MANO DE OBRA = $\frac{\$ 993.93/\text{Turno}}{10 \text{ Pzas/Turno}}$ = \$ 99.39 / pza

Herramienta.-

3% de la mano de obra = 0.03 x 99.39 = \$ 2.98 / pza

COSTO DIRECTO TOTAL:	Costo por carga	= \$ 43.54 / pza
	Costo por traslado	= 7.91
	Costo por montaje	= 116.10
	Costo por mano de obra	= 99.39
	Costo por herramienta	= <u>2.98</u>
	COSTO DIRECTO TOTAL	= \$ 269.92 / pza

CLAVE T. A. 7

ANALISIS DE COSTO DIRECTO DE MONTAJE DE ESCAMAS DE CONCRETO. INCLUYE LA CARGA Y ACARREO DEL LUGAR DE ALMACENAJE AL DE SU MONTAJE.

Para las operaciones de carga traslado y montaje de la piezas se utiliza una grúa montada sobre camión modelo F-600

Escamas de concreto por viaje = 12 piezas

COSTO TOTAL POR CARGA (Del costo T.A.4) = \$ 48.37 / pza

COSTO TOTAL POR TRASLADO (Del costo T.A.4) = \$ 13.19 / pza

Montaje.-

Tiempo de montaje por pieza = 4.0 minutos

COSTO TOTAL POR MONTAJE = \$ 1,160.96/hora x $\frac{4}{60}$ = \$ 77.40 / pza

Mano de Obra.-

Para las operaciones de carga y montaje de las piezas se considera la cuadrilla G2 formada por 0.25 albañil y 1 peón

COSTO TOTAL POR MANO DE OBRA = $\frac{\$ 993.93 / \text{Turno}}{6 \text{ pzas/ Turno}}$ = \$ 165.66 / pza

Herramienta.-

3% de la mano de obra = 0.03 x 165.66 = \$ 4.97 / pza

COSTO DIRECTO TOTAL:	Costo por carga	=	\$ 48.37
	Costo por traslado	=	13.19
	Costo por montaje	=	77.40
	Costo por mano de obra	=	165.66
	Costo por herramienta	=	<u>4.97</u>
	COSTO DIRECTO TOTAL	=	\$ 309.59 / pza

CLAVE T.A. 8

ANALISIS DE COSTO DIRECTO DE SUMINISTRO Y COLOCACION DE TIRAS METALICAS DE ACERO GALVANIZADO DE 6 CMS DE ANCHO Y 5 MM DE ESPESOR.

Materiales.-

Costo por metro lineal de tira de acero galvanizado	= \$ 150.00 / Ml
Costo del juego de tornillo y tuerca de acero galvanizado de 1/2" x 2"	= \$ 25.00 / jgo
Tira de 2.40 mts de longitud y juego de tornillos	= \$ 385.00 /pza
Tira de 3.60 mts de longitud y juego de tornillos	= \$ 565.00
Tira de 4.80 mts de longitud y juego de tornillos	= \$ 745.00
Tira de 6.00 mts de longitud y juego de tornillos	= \$ 925.00
Tira de 7.20 mts de longitud y juego de tornillos	= \$1,105.00

Mano de obra.-

Para el acarreo y la colocación de tiras consideramos la cuadrilla G2 formada por 0.25 albañil y 1 peón.

Costo de la cuadrilla G2 = \$ 993.93 / turno

Longitud de tira	Rendimiento	Costo
2.40 mts	96 tiras/turno	\$ 10.35/pza
3.60 mts	85 tiras/turno	11.69
4.80 mts	77 tiras/turno	12.91
6.00 mts	70 tiras/turno	14.20
7.20 mts	64 tiras/turno	15.53

Herramienta.-

3% de la mano de obra:

Para tira de 2.40 mts	10.35 x 0.03	= \$ 0.31/pza
Para tira de 3.60 mts	11.69 x 0.03	= 0.35
Para tira de 4.80 mts	12.91 x 0.03	= 0.39
Para tira de 6.00 mts	14.20 x 0.03	= 0.43
Para tira de 7.20 mts	15.53 x 0.03	= 0.47

COSTO DIRECTO TOTAL.-

Tiras de 2.40 ml =	385.00 + 10.35 + 0.31	= \$ 395.66 / pza
Tiras de 3.60 ml =	565.00 + 11.69 + 0.35	= 577.04
Tiras de 4.80 ml =	745.00 + 12.01 + 0.39	= 758.30
Tiras de 6.00 ml =	925.00 + 14.20 + 0.43	= 939.63
Tiras de 7.00 ml =	1,105.00 + 15.35 + 0.47	= 1,120.82

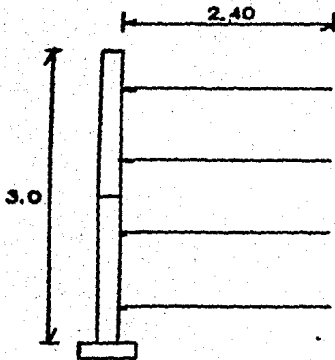
ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS, CUANTIFICACION DE VOLUMENES
Y COSTOS DIRECTOS TOTALES IMPLICADOS EN LA CONSTRUCCION
DE MACIZOS DE TIERRA ARMADA.

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DEL MACIZO DE TIERRA ARMADA CON LONGITUD DE 100.00 MTS. Y ALTURA DE 3.00 MTS.

CORTE LONGITUDINAL.-



CORTE TRANSVERSAL.-



CUANTIFICACION.

De acuerdo con el corte longitudinal:

Por cada 3.00 mts lineales de paramento existen 2 medias escamas y 3 escamas enteras.

$$\text{Total de medias escamas de concreto} = \frac{100.00}{3} \times 2 = 67 \text{ piezas}$$

$$\text{Total de escamas enteras de concreto} = \frac{100.00}{3} \times 3 = 100 \text{ piezas}$$

Solera de reglaje de concreto de 0.35 mts en la base y 0.15 mts de altura incluyendo afine y apisonamiento del suelo de desplante.

Solera de Reglaje = 100.00 Ml

Tiras metálicas de 2.40 mts de longitud:

2 tiras por cada media escama y

4 tiras por cada escama entera.

Total de tiras metálicas de 2.40 Ml = $67 \times 2 + 100 \times 4$

= 534 tiras.

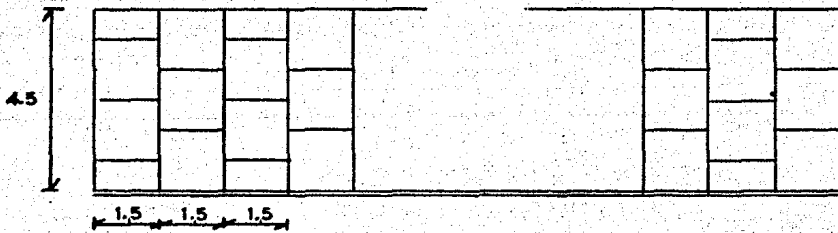
COSTO DIRECTO DE LA CONSTRUCCION DEL MACIZO DE TIERRA
ARMADA DE 100.00 MTS DE LONGITUD Y 3.00 MTS DE ALTURA

CLAVE	CONCEPTO	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
T.A. 1	Fabricación de medias escamas de concreto.	Pza	67.00	\$ 1,334.46	\$ 89,408.82
T.A. 2	Fabricación de escamas enteras de concreto.	Pza	100.00	2,777.37	277,737.00
T.A. 3	Almacenamiento de medias escamas	Pza	67.00	147.98	9,914.66
T.A. 4	Almacenamiento de escamas enteras	Pza	100.00	191.72	19,172.00
T.A. 5	Construcción de solera de reglaje de concreto de 0.15x0.35 mts.	ML	100.00	293.94	29,394.00
T.A. 6	Montaje de medias escamas de concreto.	Pza	67.00	269.92	18,084.64
T.A. 7	Montaje de escamas enteras de concreto.	Pza	100.00	309.59	30,959.00
T.A. 8	Suministro y colocación de tiras metálicas de 2.40 mts.	Pza	534.00	395.66	211,282.44

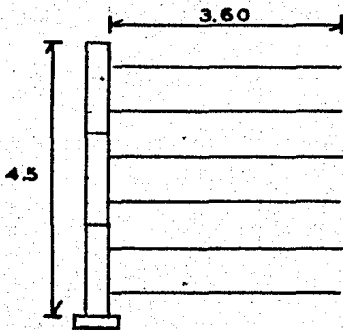
COSTO DIRECTO TOTAL \$ 685,952.56

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DEL MACIZO DE TIERRA ARMADA CON LONGITUD DE 100.00 MTS. Y ALTURA DE 4.50 MTS.

CORTE LONGITUDINAL.-



CORTE TRANSVERSAL.-



CUANTIFICACION.-

$$\text{Total medias escamas de concreto} = \frac{100.00}{3} \times 2 = 67 \text{ pzas}$$

$$\text{Total escamas enteras de concreto} = \frac{100.00}{3} \times 5 = 167 \text{ pzas}$$

$$\text{Solera de reglaje de concreto} = 100.00 \text{ MI}$$

$$\text{Tiras metálicas de 3.60 mts} = 67 \times 2 + 167 \times 4 = 802 \text{ tiras}$$

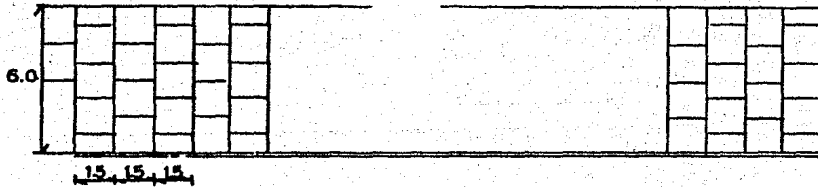
COSTO DIRECTO DE LA CONSTRUCCION DEL MACIZO DE TIERRA
ARMADA DE 100.00 MTS DE LONGITUD Y 4.50 MTS DE ALTURA

CLAVE	CONCEPTO	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
T.A. 1	Fabricación de medias escamas de concreto.	Pza	67.00	\$ 1,334.46	\$ 89,408.82
T.A. 2	Fabricación de escamas enteras de concreto.	Pza	167.00	2,777.37	463,820.79
T.A. 3	Almacenamiento de medias escamas.	Pza	67.00	147.98	9,914.66
T.A. 4	Almacenamiento de escamas enteras.	Pza	167.00	191.72	32,017.24
T.A. 5	Construcción de solera de reglaje de concreto de 0.15x0.35 mts.	Ml	100.00	293.94	29,394.00
T.A. 6	Montaje de medias escamas de concreto.	Pza	67.0	269.92	18,084.64
T.A. 7	Montaje de escamas enteras de concreto.	Pza	167.00	309.59	51,701.53
T.A. 8	Suministro y colocación de tiras metálicas de 3.60 mts de longitud.	Pza	802.00	577.04	462,786.08

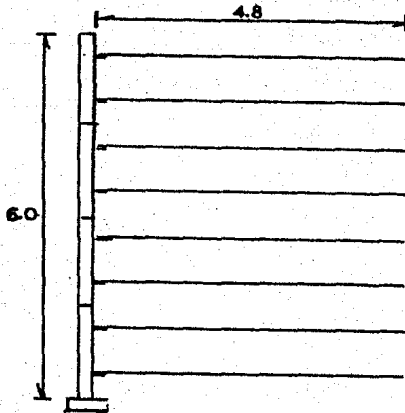
COSTO DIRECTO TOTAL\$1'157,127.76

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DEL MACIZO DE TIERRA ARMADA CON LONGITUD DE 100.00 MTS Y ALTURA DE 6.00 MTS.

CORTE LONGITUDINAL.-



CORTE TRANSVERSAL.-



CUANTIFICACION.-

$$\text{Total medias escamas de concreto} = \frac{100.00}{3} \times 2 = 67 \text{ pzas.}$$

$$\text{Total escamas enteras de concreto} = \frac{100.00}{3} \times 7 = 234 \text{ pzas}$$

$$\text{Solerade reglaje de concreto} = 100.00 \text{ Mts}$$

$$\text{Tiras metálicas de 4.80 mts} = 1,070.00 \text{ tiras.}$$

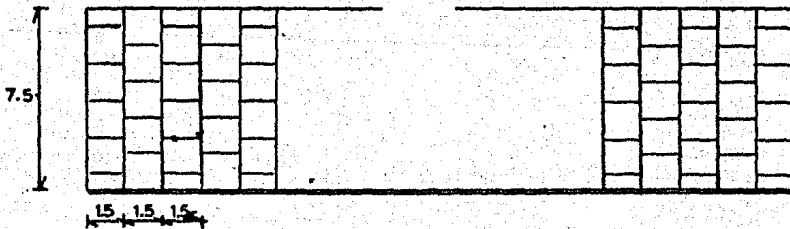
COSTO DIRECTO DE LA CONSTRUCCION DEL MACIZO DE TIERRA
ARMADA DE 100.00 MTS DE LONGITUD Y 6.00 MTS DE ALTURA

CLAVE	CONCEPTO	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
T.A. 1	Fabricación de medias escamas de concreto.	pza	67.00	\$ 1,334.46	\$ 89,408.82
T.A. 2	Fabricación de escamas enteras de concreto.	Pza	234.00	2,777.37	649,904.58
T.A. 3	Almacenamiento de medias escamas.	Pza	67.00	147.98	9,914.66
T.A. 4	Almacenamiento de escamas enteras.	Pza	234.00	191.72	44,862.48
T.A. 5	Construcción de solera de reglaje de concreto de 0.15 x 0.35	ML	100.00	293.94	29,394.00
T.A. 6	Montaje de medias escamas de concreto.	Pza	67.00	269.92	18,084.64
T.A. 7	Montaje de escamas enteras de concreto.	Pza	234.00	309.59	72,444.06
T.A. 8	Suministro y colocación de tiras metálicas de 4.80 mts de longitud	Pza	1,070.00	758.30	811,381.00

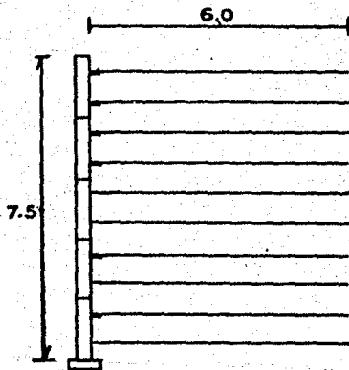
COSTO DIRECTO TOTAL\$ 1,725,394.24

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DEL MACIZO DE TIERRA ARMADA CON LONGITUD DE 100.00 MTS Y ALTURA DE 7.50 MTS.

CORTE LONGITUDINAL.-



CORTE TRANSVERSAL.-



CUANTIFICACION.-

$$\text{Total medias escamas de concreto} = \frac{100.00}{3} \times 2 = 67 \text{ pzas.}$$

$$\text{Total escamas laterales de concreto} = \frac{100.00}{3} \times 9 = 300 \text{ pzas}$$

$$\text{Solera de reglaje de concreto} = 100.00 \text{ Mts.}$$

$$\text{Tiras metálicas de 6.00 mts} = 67 \times 2 + 4 \times 300 = 1,334 \text{ tiras}$$

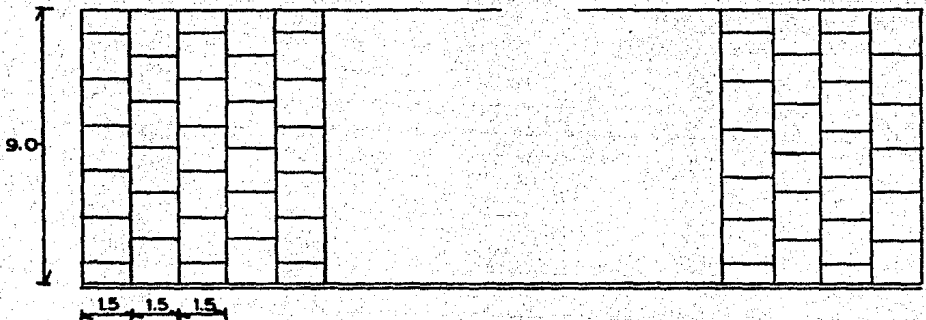
ARMADA DE 100.00 MTS DE LONGITUD Y 7.50 MTS DE ALTURA

CLAVE	CONCEPTO	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
T.A. 1	Fabricación de medias escamas de concreto	Pza	67.00	\$ 1,334.46	\$ 89,408.82
T.A. 2	Fabricación de escamas enteras de concreto	Pza	300.00	2,777.37	833,211.00
T.A. 3	Almacenamiento de medias escamas	Pza	67.00	147.98	9,914.66
T.A. 4	Almacenamiento de escamas enteras	Pza	300.00	191.72	57,516.00
T.A. 5	Construcción de solera de reglaje de concreto de 0.15 x 0.35 mts.	Pza	100.00	293.94	29,394.00
T.A. 6	Montaje de medias escamas de concreto.	Pza	67.00	269.92	18,084.64
T.A. 7	Montaje de escamas enteras de concreto.	Pza	300.00	309.59	92,877.00
T.A. 8	Suministro y colocación de tiras metálicas de 6.00 mts de longitud	Pza	1,334.00	939.63	1'253,466.42

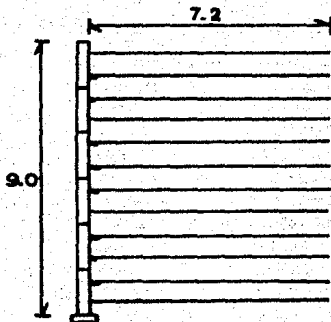
COSTO DIRECTO TOTAL\$ 2'383,872.54

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DEL MACIZO DE TIERRA ARMADA CON LONGITUD DE 100.00 MTS Y ALTURA DE 9.00 MTS.

CORTE LONGITUDINAL.-



CORTE TRANSVERSAL.-



CUANTIFICACION.-

Total medias escamas de concreto = $\frac{100.00}{3} \times 2 = 67$ pzas.

Total escamas enteras de concreto = $\frac{100.00}{3} \times 11 = 367$ pzas

Solera de reglaje de concreto = 100.00 mts.

Tiras metálicas de 7.20 mts = 1,602.00 tiras.

COSTO DIRECTO DE LA CONSTRUCCION DEL MACIZO DE TIERRA
ARMADA DE 100.00 MTS DE LONGITUD Y 9.00 MTS DE ALTURA

CLAVE	C O N C E P T O	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
T.A. 1	Fabricación de medias escamas de concreto.	Pza	67.00	\$ 1,334.46	\$ 89,408.82
T.A. 2	Fabricación de escamas enteras de concreto.	Pza	367.00	2,777.37	1'019,294.79
T.A. 3	Almacenamiento de medias escamas.	Pza	67.00	147.98	9,914.66
T.A. 4	Almacenamiento de escamas enteras.	Pza	367.00	191.72	70,361.24
T.A. 5	Construcción de solera de reglaje de concreto de 0.15 x 0.35 mts.	ML	100.00	293.94	29,394.00
T.A. 6	Montaje de medias escamas de concreto	Pza	67.00	269.92	18,084.64
T.A. 7	Montaje de escamas enteras de concreto.	Pza	367.00	309.59	113,619.53
T.A. 8	Suministro y colocación de tiras metálicas de 7.20 mts de longitud	Pza	1,602.00	1,120.82	1'795,553.64

COSTO DIRECTO TOTAL\$ 3'145,631.32

Los análisis anteriormente presentados nos proporcionan una base para considerar que la utilización del sistema de Tierra Armada implica una reducción considerable del costo en obras de retención como las analizadas.

Existen otros factores no considerados que pueden afectar estos costos substancialmente entre estos podemos considerar principalmente el empleo de cimentaciones especiales como pueden ser las cimentaciones profundas para el caso de los muros rígidos de concreto armado que se construyen sobre suelos compresibles, este factor que incrementa el costo favorece la decisión de adoptar el sistema de Tierra Armada, el cual no necesita de cimentación debido a la flexibilidad de la estructura.

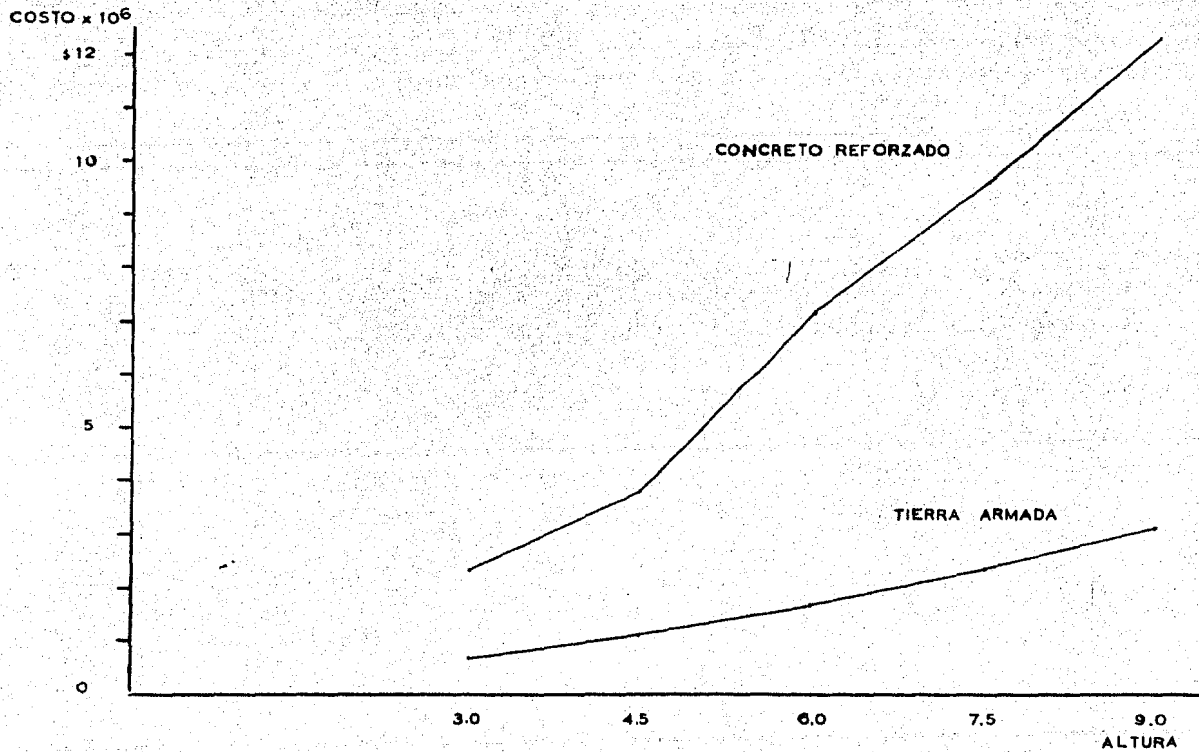
Los sistemas de drenaje que acompañan a los muros de retención para evitar las sobrepresiones sobre sus respaldos es otro factor que favorece la decisión de Tierra Armada ya que esta no necesita de estructuras de drenaje debido a su capacidad auto-drenante.

Entre los factores que pudieran incrementar los costos de la Tierra Armada de forma Notable podemos considerar la necesidad de efectuar excavaciones y sus consecuentes acarreos en los casos en que por necesidad de colocación de las tiras metálicas el espacio libre en el respaldo del paramento no fuera el suficiente.

De los análisis presentados y que se resumirán en la gráfi-

ca comparativa de costos, notamos que entre mayor sea la altura del macizo resulta más grande la economía del empleo de la Tierra Armada con respecto al sistema tradicional de concreto armado, por lo que su empleo debería ser tomado en cuenta al considerar las diversas alternativas de solución.

V.3 GRAFICA COMPARATIVA DE COSTOS



VI. CONCLUSIONES.

La aplicación de elementos metálicos en los suelos ha traído como consecuencia una simplificación notoria en la construcción de estructuras de retención.

En muchos casos la Tierra Armada ha venido a sustituir los métodos tradicionales de construcción de estructuras de retención y esta sustitución tiene su base principal en los bajos costos que se generan en su aplicación comparativamente con otros sistemas que tradicionalmente se han empleado.

Desde el punto de vista estructural la flexibilidad que caracteriza a la Tierra Armada para admitir asentamientos totales o diferenciales es una propiedad que con ventajas puede aprovecharse para la construcción sobre suelos compresibles evitándose la fabricación de cimentaciones especiales. En algunos casos existen problemas adicionales como es el caso de las técnicas de pre-consolidación y de construcción por pasos que habrán de afectar la duración de la obra y no podrán utilizarse en aquellas cuya realización deba ser inmediata; otras técnicas como son la de sustitución, drenes en el suelo de cimentación, la columna de piedra y la de relleno ligero, su utilización habrá de depender de una revisión de los costos y de la factibilidad de realización de estas.

se ha visto que las aplicaciones de la Tierra Armada son muy

variadas, su aplicación en estribos de puentes ha venido a terminar con el clásico problema del escalón que aparece entre el relleno y la estructura rígida cimentada sobre pilotes descartando la construcción de losas de transición en estas zonas. En aquellas obras que se realizan en zonas urbanas y que generalmente resultan muy conflictivas en su realización, por las molestias que llegan a causar, la utilización de la Tierra Armada puede ser muy favorable ya que su construcción es rápida y los espacios necesarios para su ejecución son reducidos, limitándose al ancho del macizo, con lo que se evitan las cimbras exteriores.

Concluyendo, podemos decir que las ventajas primordiales aportadas por la Tierra Armada son las siguientes:

- Bajo Costo.
- Rapidez de ejecución.
- Sencillez en el montaje.
- Flexibilidad de la estructura.
- Supresión de cimentaciones especiales.
- Factibilidad de emplearse en suelos compresibles.
- Gran variedad de aplicaciones.

De lo anterior no puede dudarse que la utilización de la Tierra Armada habrá de incrementarse necesariamente con el futuro ya que la selección de estructuras deberá apearse a mayor efectividad con menor costo.

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

- 1.-Mecánica de Suelos. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica Suelos. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez. Editorial Limusa 1978.
- 2.-Research on Reinforced Earth: Mechanism, Behaviour and Design Methods. By Francois Schlosser.
- 3.-La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Volúmenes 1 y 2. Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo Mejía. Editorial Limusa 1976.
- 3.-VI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Lima Perú, 1979. Trabajos presentados en la sesión especial II: "Suelo Armado y otros métodos de Estabilización", por Silvano Jorge Trevisán.
"Reinforced Earth on Soft Soils" by Alain Gilloux and Francois Schlosser.
"Use of Reinforced Earth in Mountain Highways", by Alain Gilloux and Francois Schlosser.
"La Tierra Armada en Venezuela" por Marijuán López E.
"The use of Reinforced Earth for the construction of Coal and Ore Storage Facilities" by Thomas C. Neel.
"The use of Reinforce Earth Slabs to reduce Embankment loads" by Victor Elias.
- 4.-La Tierra Armada. Instrucciones de Montaje. Editada por Tierra Armada S.A
- 5.-La Tierra Armada . Terña y Aplicaciones. Editada por Tierra Armada S.A.
- 6.-Obras. Revista de Ingeniería. Octubre de 1980.
- 7.-Costo y Tiempo en Edificación, por Carlos Suárez Salazar. Editorial Limusa . 1980
- 8.-Normas y Costos de Construcción, por Alfredo Plazola Cisneros y Alfredo Plazola Anguiano. Editorial Limusa 1979.