

24: 71



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"CONSTRUCCION DE ELEMENTOS
DE CONCRETO COLADOS IN SITU"

TESIS

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

presenta

LUIS GUZMAN ESQUIVEL

1 9 8 1



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
ARGENTINA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-95 T, E.

Al Pasante señor LUIS GUZMAN ESQUIVEL,
P r e s e n t e .

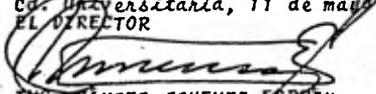
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Gabino Gracia Campillo, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"CONSTRUCCION DE ELEMENTOS DE CONCRETO COLADOS
IN SITU"

1. Introducción.
2. Cimentaciones.
3. Elementos estructurales.
4. Estructuras especiales.
5. Análisis de costos.
6. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 11 de mayo de 1981
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU


JJE/04/1/ser

I N D I C E

I.- INTRODUCCION

1.- BREVE RESEÑA HISTORICA

2.- ASPECTOS GENERALES

II.- CIMENTACIONES

1.- ATAGUIAS

2.- MURO MILAN

3.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES

4.- CIMENTACIONES COMPENSADAS

5.- CIMENTACIONES PROFUNDAS

III.- ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- 1.- MUROS
- 2.- COLUMNAS
- 3.- TRABES
- 4.- LOSAS

IV.- ESTRUCTURAS ESPECIALES

- 1.- CUPULAS Y PARABOLOIDES ELIPTICOS
- 2.- CILINDRICOS Y CONICOS
- 3.- PARABOLOIDES HIPERBOLICOS

V.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

- 1.- GENERALIDADES
- 2.- COSTO DIRECTO
- 3.- COSTO INDIRECTO
- 4.- EJEMPLOS DE CALCULO

VI.- CONCLUSIONES.

1.- INTRODUCCION

Los edificios más significativos que se construyen actualmente en el mundo entero tienen entre sí un común denominador: están hechos de concreto armado. Se sabe bastante de su resistencia, durabilidad y apariencia y sin embargo, estos conocimientos no son suficientes.

Cuando se empezó a utilizar el concreto armado y fueron reconocidas sus posibilidades para la construcción, se usó primeramente, como material auxiliar, sustituto de diversos materiales de construcción tales como la piedra, el fierro, etc. Se le estimaba útil aunque de poco valor, y esta apreciación impedía al principio que ocupará un lugar primordial en la construcción.

Sin la contribución básica aportada por las teorías estructurales, sin los conocimientos matemáticos para descubrir la tensión y la compresión antes de la ejecución de una obra, el concreto no habría podido progresar más allá de su uso primitivo como sustituto de la piedra.

La aparición del concreto armado coincidió con los cambios radicales que afectaron a la ingeniería del siglo XX. Por otra parte, el empleo del concreto en esta época trajo también como consecuencia una "Modernización de Formas", sin dar expresión alguna a los elementos técnicos del edificio: la expresión fue confiada sólo a la técnica, pero la técnica es, por naturaleza, impersonal e inexpressiva, actualmente, y en particular porque se ha convertido en ciencia, la técnica constituye para el arte un medio peligroso pues tiende a substituir por el racionalismo de la construcción el sentimiento de la forma.

Construyendo, fué como los antiguos maestros de obras encontraron nuevas técnicas, adquiriendo también, gracias a la experiencia, un sentido infalible de la estática. Posiblemente, si hubieran tenido más conocimientos habrían tenido menos audacia.

Día a día se amplían los conocimientos sobre el concreto, - ya sea en los laboratorios, las obras o los congresos.

1).- BOSQUEJO HISTORICO.-

Los Romanos emplearon por primera vez el concreto a fines - del siglo II, antes de Jesúscristo. Lo utilizaron en la construcción de muros y bóvedas; en los muros empleaban el concreto como material de relleno, formando una especie de cimbra como - dos paramentos en piedra.

El concreto de los Romanos estaba compuesto de piedra ligera pedacera de tabique o tovas y ocasionalmente, se han encontrado recipientes cuyo vacío reducía el peso de la cubierta.

Construían las bóvedas sobre una cimbra de madera en la que primero, formaban arcos de tabique como refuerzo a intervalos - regulares y posteriormente, colaban entre esos intervalos la - masa pastosa de concreto puzolánico.

Esas nervaduras no fueron destinadas en su origen, a dar a la bóveda una especie de estructura; más bien se utilizaban para mantener el concreto, cuando aún estaba fresco. Más tarde aparecieron verdaderas nervaduras en las construcciones Romanas, como el Panteón de Agripa en Roma.

Con la construcción en 1756, del Faro de Eddystone, en la - Costa Sureste de Inglaterra el Ingeniero John Smeaton, fué el - primero que empleó el concreto después del período Romano. Smea

ton empleó en la construcción, un sistema tal que logro un conjunto de gran resistencia. Junto las piedras una con otra y en cuanto a los cimientos y al material de unión, empleo una mezcla de cal viva, arcilla, arena y escoria de hierro en polvo.

El invento del concreto armado se ha atribuido generalmente al Frances J. Monier, que al parecer, hizo sus primeras aplicaciones hacia el año de 1867. Franceses, Ingleses y Americanos se dispután el invento.

Paralelamente al desarrollo del sistema Monier. Moller en Alemania, Wonsch en Hungría y Melan en Austria crearon sistemas que encontraron su mejor aplicación en la construcción de puentes

El sistema Monier, que fue importado de Francia para Alemania en 1878, se seguía desarrollando en su país de origen, pero no contaba rápida como en Alemania, sin embargo a los constructores Franceses les estaba reservado tomar la ventaja sobre los éxitos obtenidos por sus colegas extranjeros. El año de 1892 - - vio surgir dos nuevos sistemas; F. Hennebique y Edmond Coignet hicieron patentar casi simultaneamente sus tipos de vigas de concreto armado.

En 1888, Francois Hennebique (1842 - 1921), edificó en Lombardez y Bélgica, el primer edificio de concreto armado. Estableció en 1880 a 1894 las reglas y calculos de un sistema al que dio su nombre. Lenta y metodicamente, verificando por medio de la experiencia cada una de sus hipotesis, F. Hennebique elaboró el cálculo de ese híbrido que bautizó con el nombre de concreto armado (Betón Armé). Hacia 1894, estudia y realiza la mensula, los tanques y pilotes en 1895, la columna en 1896 y en 1897, cons

truye el primer puente de concreto armado en arco.

Hennebique y Coignet no fueron sin duda los primeros en realizar el concreto armado. Antes que ellos ó simultáneamente, Moller en Alemania Ransome en los Estados Unidos y Cotjancin en Francia - tuvieron la misma idea. El hecho de saber quien fué el primero ha suscitado siempre controversias.

No puede fijarse fecha fija para el nacimiento del concreto - armado en Estados Unidos ni en Inglaterra. El sistema concreto - acero empezó a usarse sobre todo por sus cualidades incombustibles.

A fines del siglo pasado existía en Estados Unidos una gran variedad de sistemas, frecuentemente más ingenioso que racionales, y sin un método común de construcción. En las construcciones que realizó en Inglaterra Sir W. Fairbairn, el hierro y el concreto estaban juntos, pero ni en sus construcciones ni en otras posteriores - ningún constructor tuvo verdadera intuición de los principios del - concreto armado tal como en esa época en Francia.

Por el contrario en los Estados Unidos el atrevimiento de los - constructores los llevo muy pronto, a interesantes combinaciones, - hacia el año 1875, W.E. Ward construyó una casa de concreto cuyos - pisos estaban contruidos por vigas, según un sistema que se aproxima a los Franceses de la época. La importancia de Ward reside en sus observaciones sobre la adherencia perfecta del concreto y el - acero, cuando, en 1867, vió en Inglaterra con que dificultad los - obreros despegaban el cemento que se había pegado a sus instrumentos de trabajo. En 1906, Tomás A. Edison construyo una serie de - casos en Nueva Jersey empleando un sistema inventado por él.

Este nuevo periodo del concreto armado tiene en un lugar con -

siderable a F. Hennebique quien, despues de haber trabajado en -
Bélgica, Francia estableció sucursales de su compañía en todos -
los países de Europa.

En el espacio de 8 años, de 1892 a 1899, aplicó el concreto-
armado a más de 3,000 construcciones de todo género.

Los primeros constructores de concreto armado no fueron teó-
ricos; muchos de ellos no tenían ni idea de la estabilidad de las
construcciones. El sistema fué estudiado por vías de la experien-
cia que permitió establecer algunos principios sobre los cuales -
se basaron las hipótesis; este papel corresponde a los Alemanes -
en el desarrollo del sistema Monier, Koenen y Wayss dieron a con-
ocer en 1886 - 1887, fórmulas que se aplicaron considerablemente -
en el empleo y desarrollo del sistema Monier. Erán fórmulas empí-
ricas, que no trataban de explicar los diferentes papeles del ace-
ro y del concreto en la resistencia del concreto armado. Esta ex-
plicación fué buscada por muchos ingenieros. Los estudios lleva-
dos a cabo desde el principio sobre este tema reconocieron que el
funcionamiento de las piezas del concreto armado, bajo la acción-
de las cargas debería depender de las propiedades elásticas del -
fierro y del concreto.

Desde 1876 M. Nazas aplico en Francia el cálculo a una cons-
trucción de concreto. El problema fué estudiado después por M. -
Plant, Coignet y de Tedesco, que definieron las propiedades esen-
ciales y el comportamiento estático del nuevo material, así como-
los principios para el cálculo de las estructuras.

2).- ASPECTOS GENERALES DE LOS TEMAS A TRATAR

En esta parte trataremos de enfocar algunos aspectos que son repetitivos en la construcción de estructuras de concreto, con la finalidad de no mencionarlos en cada uno de los casos que vamos a tratar.

1.1.- COMPACTACION DEL CONCRETO.

El progreso de compactación del concreto consiste esencialmente en la eliminación del aire atrapado del concreto fresco en la cimbra. Para lograr la compactación existen diversos métodos y técnicas disponibles. La elección depende principalmente de la trabajabilidad de revoltura, de las condiciones de colado, y de la proporción de aire que se desee.

Debe seleccionarse un método de compactación que sea adecuado para la revoltura del concreto y las condiciones de colado.

Hay disponible una amplia variedad de métodos manuales y mecánicos.

A).- METODOS MANUALES

Los métodos manuales más antiguos, consistían en apisonar o consolidar la superficie del concreto a fin de desalojar el aire y forzar a las partículas a una configuración más estrecha. De hecho a causa de la acción de la gravedad se obtiene un cierto grado de consolidación cuando se deposita el concreto en la cimbra. Esto es particularmente cierto para mezclas fluidas en las que es necesario muy poca compactación adicional, como por ejemplo: un ligero varillado. Sin embargo tiene la desventaja de gran contenido de agua, que como se sabe reduce la resistencia mecánica.

Las revolturas plásticas pueden consolidarse con un varilla-

do (empujando una varilla consolidadora u otra herramienta adecuada en el concreto), ó por medio de un apisonado. El paleado es algunas veces empleado para mejorar las superficies en contacto con la cimbra; una herramienta plana en forma de pala es repetidamente metida y sacada en el lugar adyacente a la cimbra. Esto obliga a las partículas gruesas a alejarse de la cimbra y ayuda a las burbujas de aire en su ascenso superior. Aunque es una operación laboriosa, el resultado vale la pena algunas veces.

El compactado a mano puede utilizarse para consolidar revolturas rígidas. El concreto se coloca en capas delgadas y cada capa es cuidadosamente apisonada y compactada. Este es un método efectivo de consolidación, pero laborioso y costoso.

B).- METODOS MECANICOS.-

El método más comunmente usado hoy en día es el de vibración - el cual se adapta especialmente a las consistencias más rígidas - que van asociadas al concreto de alta calidad. La vibración puede ser interna ó externa.

Otro método es el de barras apisonadoras operadas mecánicamente y son adecuadas para consolidar revolturas rígidas en algunos productos precolados, incluyendo los bloques de concreto.

Un equipo que aplique altas presiones estáticas en la superficie superior puede utilizarse para consolidar losas delgadas de concreto de consistencia plástica o fluida. Aquí el concreto es - prácticamente exprimido en la cimbra, expulsando el aire atrapado y parte del agua de la revoltura.

La fuerza centrífuga es capaz de consolidar desde un concreto de revenimiento moderado a un alto, en la fabricación de tuberías-

de concreto, postes, pilares y otras secciones huecas.

Muchos tipos de vibradores de superficie están disponibles para la construcción de losas incluyendo reglas vibratorias, rodillos vibratorios, apisonadores vibratorios de placa o enrejado y herramientas vibratorias para acabado.

Las mesas de impacto (utilizadas en el proceso Schokbeton), algunas veces llamadas mesas de golpeteo, son adecuadas para consolidar concreto de bajo revenimiento. El concreto se deposita en capas delgadas en moldes resistentes. Tan pronto como se llena el molde, se levanta alternativamente una corta distancia y se deja una base sólida. Siendo que el molde y el concreto son repentinamente detenidos en caída libre, el impacto origina que el concreto se "COMPACTE", en una masa tensa. Las frecuencias varían en el rango de 150 a 250 golpes por minuto, y la caída libre es de 0.3 a 1.3 cm. (1/8" a 1/2") .

El proceso de vacío es un método que mejora la calidad del concreto cerca de su superficie y consiste en quitar parte del agua de la revoltura después que el concreto a sido colada; sin embargo, esto implica alguna reconsolidación. Su principal aplicación está en la construcción de losas. En este caso, se aplican una lonas a la superficie, después que se ha terminado la consolidación normal, y se conectan a las bombas de vacío. La succión ejercida por las bombas y la presión atmosférica del aire (una fuerza de consolidación), actúan simultáneamente en las lonas removiendo el agua y el aire atrapado en la región cercana a la superficie, cerrando los espacios ocupados previamente por el agua.

C).- COMBINACION DE METODOS.-

Bajo ciertas condiciones, el combinar dos ó más metodos de consolidación pueden dar muy buenos resultados. Por ejemplo, la vibración interna y externa puede a menudo combinarse ventajosamente en los precolados y en algunas ocasiones en concreto colado en el lugar. En algunos casos se pueden utilizar vibradores de cimbra para consolidación rutinaria y vibradores internos en puntos críticos, como pueden ser, ciertas secciones altamente reforzadas en donde se tienden a crear vacios y una mala adherencia la consolidación principal se hace con vibradores internos, la vibración de la cimbra puede aplicarse tambien para alcanzar la apariencia deseada por la superficie.

D).- VIBRADO

La vibración consiste someter al concreto fresco a rápidos impulsos vibratorios los cuales reducen drásticamente la fricción interna entre las partículas de agregado. Mientras se encuentran estas condiciones, el concreto se asienta por acción de la gravedad (algunas veces auxiliado por otras fuerzas). Cuando se retiene la vibración, la fricción se restablece.

Los vibradores internos, llamados a menudo vibradores de corto alcance ó hurgadores, tienen cabeza ó caja vibratoria. La cabeza se sumerge y actúa directamente contra el concreto. En la mayoría de los casos para evitar el sobrecalentamiento los vibradores internos dependen del efecto de enfriamiento del concreto que los rodea.

Todos los vibradores internos actualmente en uso son del tipo de rotatorio. Los impulsos vibratorios emanan en ángulo recto de la cabeza del vibrador.

Un vibrador para concreto tiene un rápido movimiento oscilatorio el cual se transmite al concreto fresco. El movimiento oscilatorio está descrito básicamente en términos de frecuencia (número de oscilaciones ó ciclos por unidad de tiempo), y amplitud (desviación del punto de reposo).

Los vibradores rotatorios siguen una trayectoria orbital que generalmente se alcanza al rotar un peso desbalanceado ó excentrico dentro de la caja del vibrador. Generalmente el diámetro de los cabazales de un vibrador de 3 a 10 cm., y el radio de acción de 30 a 60 cm.

Resumiendo, podemos decir que para lograr buenos resultados en la vibración, es importante observar los siguientes aspectos:

- 1º.- Debe tener cuidado para que al actuar un vibrador sobre el refuerzo no se provoque desplazamiento de este.
- 2º.- Se recomienda no vibrar un concreto con demasiado contenido de agua porque se segrega fácilmente favoreciendo la formación de bolsas de grava.
- 3º.- Debe sumergirse el vibrador lentamente hasta que el agua y el aire, aparezcan en la superficie. Una sobrevibración en el mismo sitio de inmersión en determinadas re-volturas puede producir segregación.
- 4º.- Si al retirar el vibrador no se cierra el orificio inmediatamente, esto puede ser indicio de que se necesita más agua de mezclado.
- 5º.- Se recomienda no introducir el vibrador al azar si no de manera sistemática y de tal forma que la zona de acción

de cada posición recubra parcialmente la de las inmersiones anteriores. No se debe permitir que el concreto sea extendido con una introducción muy pronunciada del vibrador, tal como se indica en la figura 1

6º- En las nervadas hay que seleccionar un cabezal con un diámetro que permita su penetración en las nervaduras.

7º- Cuando esta colando concreto masivo, se recomienda que las descargas formen capas de aproximadamente 50cm. de espesor, profundidad a la que debe penetrar el cabezal más una pequeña parte adicional dentro de la capa inferior, tal como se indica en la figura 2

E).- REVIBRADO

Es normal que el vibrado se haga inmediatamente después de la colocación del concreto, de modo que la compactación se complete antes que el concreto se haya endurecido.

El revibrador es el proceso de volver a vibrar el concreto que ha sido vibrado anteriormente. Por ejemplo, para asegurar la buena unión entre capas, la parte superior de la capa inferior debe ser revibrada, siempre y cuando la capa inferior se encuentre aún en estado plástico; es así como pueden eliminarse grietas de asentamiento y efectos internos de sangrado.

De esta exitosa aplicación del revibrado surge la idea del uso general del revibrado. En base a resultados experimentales, se ve que el concreto puede revibrarse exitosamente después de 4 horas del tiempo de mezclado. Si se revibra 1 ó 2 horas después de la colocación, puede incrementarse la resistencia a la compresión a los 28 días. La comparación se basa en el mismo período total de

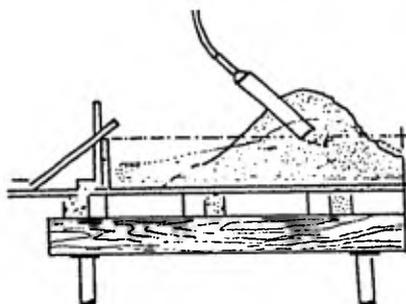


FIG 1 Vibrado de concreto.

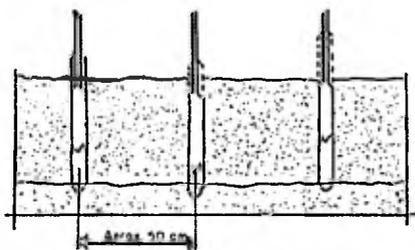


FIG. 2 Vibrado de concreto

vibración, aplicado inmediatamente después de la colocación o parcialmente en ese momento y parcialmente después de un tiempo especificado. Se han observado incrementos en resistencia de aproximadamente el 14% pero los valores reales pueden depender de la trabajabilidad de la mezcla y los detalles de procedimiento. En general el mejoramiento en la resistencia es más pronunciado en edades tempranas y es mayor en concretos a sangrado fuerte ya que el agua atrapada se expulsa, con la vibración. Por la misma razón, el revibrado mejora grandemente la unión entre el concreto y el refuerzo. Probablemente también, en parte el aumento en resistencia se deba al relajamiento de los esfuerzos de contracción plástica alrededor de las partículas del agregado.

A pesar de todas las ventajas ya expuestas el revibrado en nuestro medio es poco usual, debiéndose esto a que implica un paso adicional en el proceso de colado y, consecuentemente, un incremento en el costo. Además, se debe tener un cuidado especial en no aplicar el revibrado demasiado tarde ya que puede dañar el concreto.

1.2.- CURADO DEL CONCRETO.

DEFINICION:

El término "Curado del concreto", se usa para referirse al mantenimiento de un ambiente favorable para la continuación de las reacciones químicas del concreto. Esto puede realizarse ya sea conservando la humedad interior o bien suministrando humedad al concreto a la vez que protección contra las temperaturas extremas. Es muy importante el curado a edades tempranas, pues es cuando se constituye la estructura interna del concreto que el permite

adquirir resistencia e impermeabilidad. Un "Concreto bien curado" indica que la reacción química ha progresado hasta el punto que asegura una conducta satisfactoria del concreto en la estructura

No existe ninguna medida para medir la perfección o eficacia del curado. La eficacia puede ser juzgada con referencia a la resistencia o alguna otra propiedad que se pueda medir. Una superficie desmenuzable o agrietada es frecuentemente una indicación de un curado inicial inadecuado.

Bajo condiciones normales, el agua del concreto no se pierde inmediatamente y la resistencia aumenta durante cierto tiempo. La magnitud y la duración de tal aumento dependerán de la riqueza de la mezcla de las dimensiones de la pieza y de sus condiciones de exposición al secarse. Bajo una falta total de humedad, el concreto no continúa endureciéndose o aumentando su resistencia.

A).- REQUISITOS BASICOS PARA EL CURADO

Se requieren cinco condiciones fundamentales para lograr un curado del concreto adecuado. Cada uno de ellos se modificará de acuerdo al volumen, la distribución de la masa y el grado de exposición del concreto y la extensión del trabajo en que se usara.

Estos cinco requisitos son:

- 1.- La conservación de un contenido adecuado de agua en el concreto.
- 2.- El mantenimiento de la temperatura del concreto a un valor superior a la de congelamiento y tan constante como sea practicable durante el periodo de curado.
- 3.- La conservación de una temperatura razonablemente unifor-

me en toda la masa de concreto.

- 4.- Protección de la estructura contra daños de tipo mecánico, particularmente cargas pesadas, choques fuertes, excisiva-vibración, especialmente durante la primera fase del período de curado.
- 5.- El paso del tiempo para hidratación del cemento y endurecimiento del concreto al grado necesario para la segura utilización de la pieza o estructura que forma.

La evaporación rápida del agua del concreto depende de la temperatura, humedad relativa y velocidad del viento.

B).- METODOS DE CURADO.-

Para mejorar la calidad del concreto se requieren dos condiciones:

(1) Presencia de humedad y (2) Una temperatura favorable. El concreto puede mantenerse húmedo u a temperaturas favorables por medio de métodos de curado, que se clasifican de la siguiente manera:

- 1.- Los métodos que proporcionan humedad adicional a la superficie del concreto, en el primer período de endurecimiento. Estos métodos incluyen almacenamientos pequeños de agua, rocío y uso de cubiertas de material húmedo. Tales métodos, previenen enfriamiento a través de la evaporación, lo cual es beneficioso en tiempo caluroso.
- 2.- Métodos que evitan la pérdida de humedad sellando la superficie por medio de lámina plástica y compuestos líquidos que forman membranas.

3.- Métodos que aceleran la resistencia, suplen al calor y a la humedad del concreto.

Esto se logra generalmente con vapor y agua.

1a.- Almacenamiento de agua.

En superficies tales como pavimentos, aceras y pisos, el concreto puede ser curado por medio de depositos de agua. Estos de positos se forman por medio de diques de tierra alrededor del pe rimetro de la superficie de concreto.

Este metodo es muy efectivo para prevenir la perdida de hume dad, pero poco práctico por la considerable mano de obra que re quiere. No es recomendable, si el concreto fresco se expone a - congelamiento temprano.

1b.- Impregnación de la superficie

La impregnación de la superficie continua con agua es un me todo optimo para el curado. El riego fino de agua aplicada con tínuamente por medio de boquillas asegura una humedad constante. La desventaja que presenta es que requiere de un suministro ade cuado de agua.

1c.- Cubiertas húmedas.

Las cubiertas húmedas de tela de yute, algodón o cualquier - otro material en capas para retener humedad son usadas ampliamen te para el curado.

Las cubiertas deben ser colocadas tan pronto como el concre to ha endurecido lo suficiente para evitar así daños que afecten a la superficie. Se deben mantener continuamente húmedas para - que la superficie del concreto se mantenga siempre igualmente hu

meda. El cubrir el concreto con arena es un sistema muy efectivo- pero costoso, ya que se debe colocar una capa de 2 pulgadas de espesor y mantenerla con humedad constante. La desventaja que nos presenta la arena es que puede causar la decoloración del concreto

2a.- Papel impermeable

Este es un medio eficiente para el curado de superficies horizontales y de superficies relativamente sencillas. Para este sistema no se requieren riegos periodicos de agua. El papel debe ser aplicado tan pronto como el concreto ha endurecido suficientemente para prevenir daños en la superficie. En tiempo caluroso, es más-recomendable usar papel cuyo lado exterior sea blanco.

2b.- Compuestos para curado.

Estos son compuestos líquidos que forman membranas para el curado del concreto y que previenen la evaporación de humedad del concreto tanto en el concreto fresco como una vez removida la cimbra.

Los compuestos para el curado se dividen de la siguiente forma claros ó traslucidas, , blanco-pigmentados, gris claro pigmentados negros. Los traslucidos pueden tener un tinte que desaparece después de ser aplicados, los blancos pigmentados reflejan considerablemente los rayos del sol, reduciendo así la temperatura.

Los compuestos para el curado pueden afectar la adherencia entre el concreto endurecido y el fresco. Por consiguiente, no deben usarse donde sea necesaria la adherencia.

3a.- Curado a vapor.

El curado del concreto a vapor se emplea cuando se busca una -

mayor resistencia a temprana edad.

En la actualidad se emplean dos tipos de curado a vapor; curado a vapor de agua por presión atmosférica y curado a vapor por autoclaves de alta presión.

El curado a vapor, por presión atmosférica es generalmente llevado a cabo en un cuarto con vapor u otros métodos semejantes para evitar la pérdida de la humedad, tal como la aplicación de telas alquitranadas. Se aplicará el vapor por lo menos 2 horas después para si dejar endurecer algo al concreto recién colocado.

C).- TIEMPO DE CURADO.

El lapso en que el concreto debe ser curado, depende del tipo de cemento, las proporciones de la mezcla, resistencia requerida - condiciones de clima y condiciones futuras en la exposición del concreto. Para los usos en estructuras en general, el período de curado para concretos colados en el lugar es de 3 días a 2 semanas dependiendo de condiciones tales como temperaturas, de cemento y proporciones de la mezcla.

Los períodos de curado a vapor son más cortos dado a que todas las propiedades deseables del concreto son mejoradas por medio del curado debe ser lo más largo posible.

Durante el tiempo de frío, se requiere calor adicional para mantener las temperaturas del curado favorables. Este calor puede ser proporcionado por calentadores de aceite, serpentines de calentamiento, o vapor de agua. En todos los casos, se debe tener cuidado para prever la pérdida del concreto.

El período mínimo de curado para obtener una adecuada resisten

cia al descascaramiento por efecto de los deshieladores químicos - corresponde generalmente al tiempo requerido para desarrollar la - resistencia de diseño del concreto.

D).- PRACTICAS RECOMENDABLES PARA CURADOS OPTIMOS.

En elementos horizontales: pavimentos, banquetas, canales, pre sas pequeñas y losas.

Curado Inicial.

Inmediatamente después de terminadas las operaciones de acabado, el concreto deberá cubrirse con 2 cubiertas de yute, algodón - o similar que conserve la humedad. Estas cubiertas deberán mantenerse saturadas hasta que el punto de temperatura máxima producida por el calor de hidratación haya pasado. Este periodo variará según la temperatura inicial del concreto, la temperatura del aire - y el índice de hidratación del cemento usado.

Para el periodo de curado se puede utilizar un agente para curado aplicandolo inmediatamente después de remover las cubiertas.

Curado final.

Para después del curado inicial y para el curado final se puede utilizar:

- A).- Las cubiertas utilizadas para el curado inicial
- B).- Cinco cm. de arena distribuida en la superficie y saturada rociandoles agua.
- C).- Una cubierta de papel impermeable de color especial ó de plastico colocada en contacto con el concreto.
- D).- Cualquier recubrimiento impermeable que se pueda aplicar- esparciendolo en la superficie del concreto.

En elementos verticales: muros, dados, columnas, pisos, techos, y pequeñas pilas en donde cualquier dimensión es menor de 60cm.

Curado inicial.

Después de terminado el colado o que se hayan pasado las operaciones por más de 3 horas, la superficie expuesta de concreto deberá cubrirse con cubiertas como las anteriormente señaladas y mantenidas por lo menos 96 hrs.

Curado Final.

Cualquiera de:

A).- Aplicación continúa de un rociado con agua directamente al concreto

B).- Aplicación de una cubierta de papel impermeable o plástico directamente sobre la superficie de concreto.

C).- Aplicación sobre el concreto de algún recubrimiento impermeable.

D).- Colocación de una buena capa de arena (mínimo 2"), saturada (sólo en la tapa de las partes horizontales).

En grandes elementos: grandes dados, pilas, estribos, presas y otros elementos de concreto masivo con dimensión mínima de 60 cm

A).- Se deberá controlar la temperatura de la masa de concreto

En el trabajo deberá existir, cuando sea necesario, un sistema de enfriamiento de la masa de concreto para mantener relativamente uniforme la temperatura a través de toda la masa.

B).- Cuando se suspendan las operaciones de colado por cualquier razón, deberá procederse inmediatamente a mantener

humeda la superficie expuesta.

- C).- Inmediatamente después del descimbrado, deberán conservar se mojadas las nuevas superficies expuestas.
- D).- Para superficies exteriores de concretos masivos, el humedecimiento deberá continuarse cuando menos 3 semanas.
- E).- Después de descimbrar, se podrá, aplicar una membrana impermeable a las superficies expuestas en vez del método descrito en c), si dichas superficies no serán cubiertas posteriormente con más concreto.
- E).- MÉTODOS DE CURADO ACELERADO.

Los cementos de alta resistencia inicial:

El cemento de resistencia rápida (R.R. TIPO III), producto de una más fina molienda del cemento portland normal (TIPO I), con un módulo de finura mayor que el de este último y más alto calor de hidratación, ó con una composición química más rica en aluminato tricálcico y silicato tricálcico que son los compuestos que contribuyen más activamente al desarrollo de las resistencias iniciales en el cemento, produce altas resistencias a edades tempranas, alcanzando del orden de 0.60 f'c a los tres días de edad, resistencia que es normalmente suficiente para el descimbrado de casi cualquier elemento de concreto. Se producen también en algunos países del mundo cementos especiales como el de Alta Alúmina, que endurece muy rápidamente y alcanza en 24 horas resistencias del orden de 0.70 f'c, aunque con el gran inconveniente de generar un muy alto calor de hidratación que puede producir peligrosas consecuencias debido a que temperaturas por encima de 30°C, durante el curado, reducen considerablemente su resistencia.

Metodos Térmicos.-

Existen varios procedimientos de curado acelerado por medio de calor, entre los que podemos citar los siguientes:

- 1.- Calentamiento del concreto a traves de los moldes utilizando agua caliente, aceite caliente, vapor ó aire.
 - 2.- Calentamiento del concreto directamente por medio de agua, vapor o aire.
 - 3.- Aprovechamiento del calor de hidratación.
 - 4.- Curado eléctrico.
- 1).- El calentamiento del concreto a traves de los moldes se puede conseguir colocando tuberías para agua, aceite ó en las camas de colado y generando el calor en una caldera para agua aceite o vapor. Los inconvenientes de estos procedimientos son la baja eficiencia térmica del proceso y el secado del concreto al no reponerse el agua demezclado que se evapora con el aumento de la temperatura en el concreto.
- 2).- El agua, el aire y el vapor también han sido utilizados para el curado acelerado del concreto aplicados directamente al mismo, siendo el medio más eficiente de calentamiento el de utilizar vapor vivo, debido a ser el de más alto calor latente y consecuentemente el que cede mayor cantidad de calorías por kilogramo de vapor utilizando y por kg., de combustible empleado para su generación. La técnica de curado de concreto a base de vapor ha sido una de las más difundidas y utilizadas debido a su alta -

eficiencia y bajo costo, además de no tener el inconveniente de secar el concreto, pues por el contrario lo mantiene en una atmósfera de humedad y calor, dándole las condiciones óptimas de curado.

- 3).- Aprovechamiento del calor de hidratación. El calor de hidratación es el calor cedido cuando el cemento se combina químicamente con el agua. La cantidad de calor generado, depende del tipo y cantidad de cemento en la mezcla.

Aislando los moldes y las superficies expuestas del concreto, gran parte de calor de hidratación puede ser aprovechado para un curado acelerado.

El aprovechamiento del calor de hidratación del cemento simultáneamente con el curado acelerado por medio de vapor produce la combinación de procedimientos de curado más eficiente y de más bajo costo conocido actualmente.

- 4).- Curado eléctrico: Varios métodos de curado eléctrico han sido desarrollados. Métodos internos utilizando ya sea el acero de refuerzo, o resistencias especiales de alambre como elementos calefactores. Y métodos externos utilizando paneles ó módulos eléctricos, que se colocan sobre la superficie expuesta del concreto y se conectan entre si y a la fuente de poder. Este tipo de módulos también se colocan sobre las cimbras metálicas para calentarlas. Con el curado eléctrico, es necesario envolver los elementos de concreto con alguna cubierta impermeable para evitar la pérdida de humedad. La eficiencia térmica del curado eléctrico, es considerablemente infe-

rior a la del curado a base de vapor.

Resistencia inmediata a la compresión.

El mayor beneficio del curado acelerado con calor es el rápido alcance de resistencia a la compresión. Esta resistencia pueda variar del 60 al 80 % de la de 28 días a una edad entre 12 y 18 horas, dependiendo del tipo de cemento utilizado y del ciclo de tratamiento térmico. El ciclo puede establecerse en función de los resultados deseados.

Curado Tradicional.

Entre los procedimientos del curado acelerado el más utilizado por sus ventajas sobre los demás, es el curado a vapor. Este procedimiento se viene utilizando hace largo tiempo en plantas de prefabricados y presforzados de concreto, empleando un ciclo que llamaremos curado tradicional y que consta de los siguientes períodos:

- 1.- Período de fraguado inicial.- Este período es el de espera entre la terminación del colado y la aplicación del vapor. Durante este período ocurre alguna hidratación del cemento y se da cierta estabilidad al producto antes de exponerlo al vapor. La duración de este período es normalmente de 2 a 3 horas.
- 2.- Período de ascenso de temperatura.- Es el período durante el cual la temperatura es aumentada, con un incremento controlado hasta obtener la temperatura máxima deseada. Este período es variable en función de la masa de concreto a calentar, de la potencia del generador de vapor y de las pérdidas. El incremento de la temperatura debe exceder -

los $23^{\circ}\text{C}/\text{HR}$.

- 3.- Período de temperatura máxima.- Es el período en el cual se mantiene la temperatura al nivel máximo deseado, durante varias horas según el porcentaje de la resistencia final que se desea obtener.

Este período es normalmente de 6 hr., manteniendo 90°

- 4.- Período de descenso de temperatura.- Es el período transcurrido desde la terminación de la inyección de vapor, hasta que el concreto llega a la temperatura máxima. Se recomienda que el descenso no sea a más de $30^{\circ}\text{C}/\text{HR}$., y que el elemento no sea expuesto al ambiente a temperaturas por encima de 40°C

La resistencia que se alcanza al final de este tratamiento es del orden de 75 al 80% de la de 28 días, la desventaja de este procedimiento es que a los 28 días sólo se alcanza del orden del 90% de $f'c$.

II.- C I M E N T A C I O N E S

1.- ATAGUIAS.-

Una atagüa es una estructura provisional destinada a proteger una obra del agua para que otras estructuras puedan ser construidas. Generalmente las atagüas son desaguadas por completo ó parcialmente, para que la estructura por construir pueda ser construída en condiciones razonablemente secas. Sin embargo, tratándose de una obra de contención, la atagüa sufre lo mismo que una presa, el empuje del agua. Se sabe que a una profundidad H , el empuje hidrostático normal a la pared es igual a hds (H -PROFUNDIDAD, DS -DIFERENCIAL-DE S), sobre cada elemento ds (diferencial de s) de esta pared.

(figura N.º 3)

Por lo tanto, el diagrama de los empujes es lineal y el empuje resultante crece con el cuadrado de la altura de retención. La primera cualidad de la atagüa es su estabilidad bajo este empuje. La segunda se deduce de su objeto, y es su impermeabilidad que exige no solamente su impermeabilidad propia, sino también la del suelo de cimentación, que debe de ser impermeable para evitar las infiltraciones bajo su base. Por otra parte, estas infiltraciones podrían producir socavones que originan su rutina.

La base debe estar lo mismo que el cuerpo de la atagüa y el terreno de cimentación contra las socavaciones. La impermeabilidad de una atagüa raramente es perfecta y hay que prever agotamientos, cuya importancia no siempre resulta comodo estimar apriori. Cuando se conoce la importancia de los agotamientos, hay que instalar medios de bombeo muy superiores a las previsiones, para hacer frente a las averías de las bombas, así como las avenidas de agua en masa imprevistas.

La potencia nominal instalada alcanza a veces el doble de la que las previsiones darían como estrictamente necesaria.

El trazo de la atagüa conduce generalmente a la construcción de una obra enteramente cerrada sobre sí misma. Lo que es especialmente el caso de las atagüas para la construcción de pilas de puentes en los ríos.

No se excluye la posibilidad de que se construyan atagüas no cerradas, por ejemplo, en el caso de construcción de presas. En este caso, la presa está protegida por dos atagüas aisladas, una aguas arriba y otra aguas abajo, que constituyen de esta forma dos presas provisionales que se prolongan a través de las orillas

Cuando se cierra el valle de esta forma, hay que permitir el paso del curso de agua mediante desviaciones provisionales (obras de desvío), sea túnel (caso de un desfiladero), o sea un canal (valle abierto).

La fijación de altura de la atagüa exige un estudio del régimen de crecidas del curso de agua. La altura debe ser tal que la obra esté protegida contra las crecidas normales, sin llegar al exceso de intentar prever crecidas totalmente excepcionales.

En el caso de atagüas abiertas es inútil naturalmente, llevar su altura a un nivel superior al de las orillas, pues el trabajo se interrumpiría por inundación, pero hay que prever el caso en que sería necesario soportar la inmersión de la obra y limitar los daños retirando el material y disciplinando esta inmersión. En el caso de una atagüa cerrada, puede detenerse el bombeo para dejar subir progresivamente el nivel de agua, y si esto no basta, ayudar a esta subida mediante una admisión controlada de agua.

En el caso de atagüas abiertas, se dejará a la atagüa de aguas abajo una altura ligeramente inferior a la de la atagüa de aguas arriba para que la inmersión a través de las orillas se efectúen sin corriente por la parte de aguas abajo, además hay que prever el vaciado de la atagüa en el momento del descenso de las aguas. Para lo que pueden instalarse dispositivos de compuerta en puntos convenientes de la atagüa. También es posible instalar a diferentes niveles estructuras que soporten bombas que permitan recontinuar el agotamiento general a diversas costas.

Es indispensable prever las avenidas máximas extraordinarias contra las que no se está protegida, informándose por los servi --

cios de previsión de crecidas para saber a tiempo cuando conviene tomar medidas necesarias, que deben ser objeto de instrucciones exactas para evitar toda confusión.

Al concebir una atagula no hay que olvidar que al final de la obra será necesario desmontarlas (arranque de las tablestacas y de los pilotes, demolición del concreto). Si se trata de atagulas en tierra en un curso de agua no navegable, en ciertos casos puede dejarse a las crecidas el trabajo de desmontarlas, pero en otros casos hay que demolerlas por dragado.

DIFERENTES TIPOS DE ATAGUIAS

- 1) Atagulas de tierra
- 2) Atagulas mixtas de tierra y tablestacas
- 3) Atagulas de escollera y gaviones
- 4) Atagulas de tablestacas metálicas:
 - 4.1 Continas simples
 - 4.2 Recintos
 - 4.3 Células autoestables.
- 5) Atagulas de concreto:
 - 5.1 Gravedad o bóveda
 - 5.2 Paredes moldeadas en el suelo e inyecciones
 - 5.3 Pilotes unidos o secantes moldeados in situ
 - 5.4 Cajones hincados con aire comprimido
- 6) Atagulas por congelación del suelo
- 7) Casos especiales:
 - 7.1 Construcción de atagulas sobre suelo rocoso.

7.2 Construcción de ataguías en cursos de aguas con corriente.

La elección entre los diversos tipos de ataguías está condicionada por la altura de contención, la naturaleza del suelo de cimentación, el espacio de que se dispone para la construcción, el régimen del curso de agua, las condiciones locales y los medios que pueden utilizarse teniendo en cuenta la importancia de la obra por proteger.

Para nuestro caso en particular solamente veremos las ataguías de concreto.

ATAGUIAS DE CONCRETO.

1.- Gravedad o bóveda. En ocasiones hay que recurrir a ataguías de concreto concebidas según el principio de las presas de gravedad o de las presas de bóveda. Por ejemplo para construir una presa AB a través de una garganta estrecha, pueden construirse dos ataguías de concreto B1 y B2 - aguas arriba y aguas abajo (figura 4), supuesta en bóveda - en el esquema, al abrigo de dos ataguías previas B1 y B2 - que aseguran la protección en el período de estiaje.

Para limitar los gastos de construcción de las ataguías - propiamente dichas, hay que limitarse a la protección contra las crecidas normales, permitiendo la inmersión de la obra cuando las aguas sobrepasan cierto nivel. En ocasiones se utiliza el concreto solamente para conseguir la estabilidad mecánica, obteniéndose la impermeabilidad mediante una cortina de tablestacas. Además, el concreto es recuperable, ya que construída por bloques artificiales api-

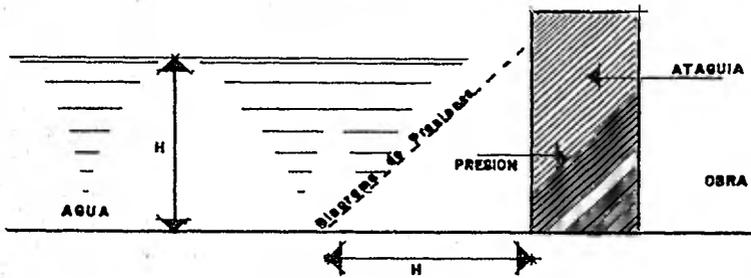


FIG. 3 Esquema de una Ataguia.

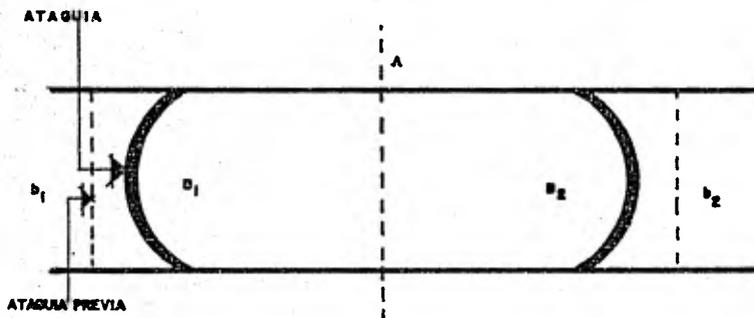


FIG. 4 Ataguia para la construcción de una presa.

lados, pueden emplearse posteriormente en la construcción de muelles, por ejemplo (figura 5)

- 2.- Paredes de concreto *in situ*. El procedimiento consiste en excavar en el suelo, siguiendo un trazado rectilíneo o curvilíneo, una zanja profunda de anchura constante - sin ningún revestimiento. Llenando esta zanja de materiales impermeables (arcillosos), ó de concreto, se constituye una pared continua que sirva de pantalla impermeable y por lo tanto de atagula.

Cuando se utiliza el concreto, se consigue por este procedimiento un muro portante de cimentación. La zanja se mantiene continuamente llena de un lodo análogo al utilizado en las perforaciones petrolíferas. En este caso el lodo tiene una densidad del orden del 1.5 a 1.8, según su composición.

Las paredes se mantienen por dos causas:

Por un lado, el lodo ejerce sobre ellas una presión creciente con la profundidad y que es en cada punto superior a la capade agua de densidad 1, pero esta causa no bastaría para explicar por sí solo el que las paredes se mantengan. Se añade a este efecto el hecho de que parte de los productos en suspensión en el lodo se deposita sobre las paredes por filtración en los huecos, donde las partículas expandidas se acumulan en capas delgadas constituyendo una torta impermeable y resistente. En conjunto, la experiencia demuestra que las paredes de la zanja se mantiene sin ningún revestimiento.

Para la ejecución de estas paredes continuas de concreto mol

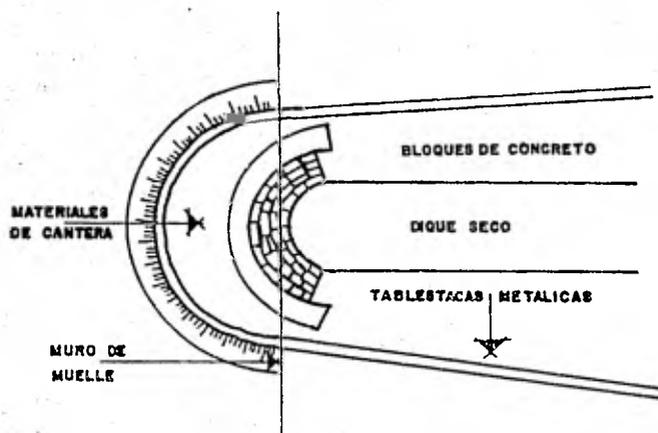
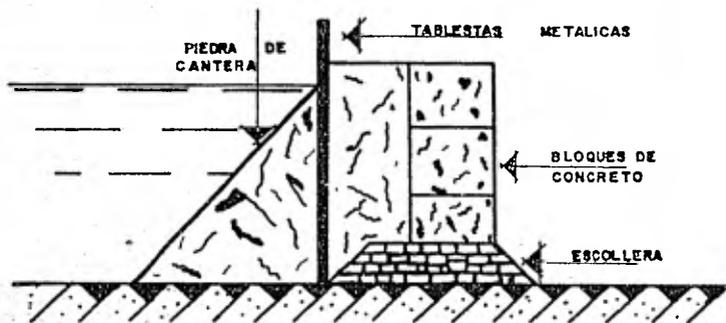


FIG. 5 Atopía de un dique seco.

deado en el lugar, se siguen los siguientes pasos.

- 1.- Excavar una zanja de 0.75 mts., de ancho y la profundidad requerida, sin entibar y asegurando la extracción de los productos de la excavación.
- 2.- Colocar el concreto bajo el lodo de la zanja para crear - la pantalla lateral impermeable.

Para excavar la zanja se disgrega el terreno mediante un trépano de anchura igual a la de la zanja y de forma apropiada a las características del terreno.

Este es movido por una sonda de percusión que se desplaza sobre carriles dispuestos a ambos lados del eje longitudinal de la zanja. Como indica el esquema de la figura 6, el trépano ataca - la zanja por pasadas y escalones sucesivos hasta alcanzar la profundidad deseada. Los productos de la excavación son aspirados - mediante una bomba de centrífuga de gran rendimiento al mismo - tiempo que el lodo cargado de los elementos de la perforación a - través de vastagos huecos, siempre que el trépano los haya reducido a dimensiones inferiores al diámetro de los tubos.

En la superficie, los sedimentos se separan del lodo por cribado o centrifugación, enviando el lodo de nuevo a la zanja.

El colado se efectúa bajo el lodo, lo mismo que bajo el agua por el procedimiento del tubo (figura 7). Subiendo progresivamente desde el fondo, el concreto empuja ante sí el lodo de perforación y llena poco a poco la zanja, constituyendo una pared continua cuyo espesor es igual a la anchura de la zanja.

Cuando, para construir una atagula se requiere construir una pantalla impermeable, se utiliza un concreto semiplástico que per

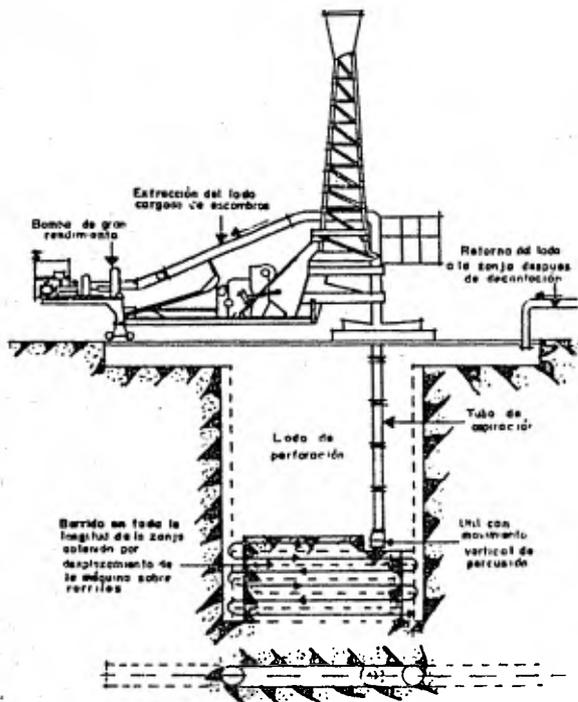
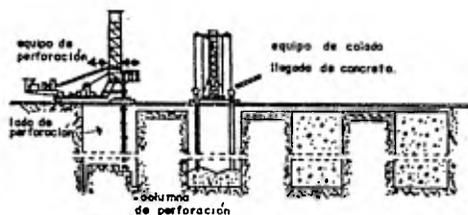
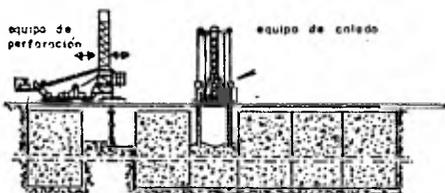


FIG. 6 Fard continuo moldeado en el suelo. Perforación.



A- Ejecución progresiva de los tramos de la serie impar.



B- Ejecución progresiva de los tramos de la serie par.

FIG. 7. Ejecución de una pared por elementos sucesivos.

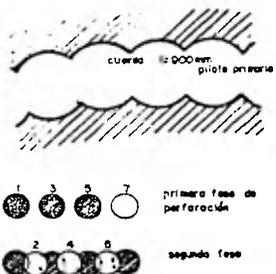


FIG. 8 Pilotes secos.

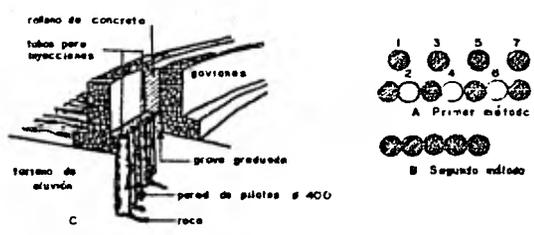


FIG. 9 Pilotes unidos.

mite a la pared admitir cierta deformación del suelo (concreto a base de cemento y arcilla).

3.- Pilotes unidos y secantes moldeados in situ.

A) Pilotes secantes. El método consiste en la perforación de los pilotes principales 1,3,5,7, etc., que posteriormente se cuclan. Cuando se ha alcanzado el fraguado del concreto y antes de que el endurecimiento se haga demasiado importante - en las 25 horas siguientes se perforan los pilotes pares con un trépano de borde cortante para morder en el concreto de los pilotes impares. (fig. 8)

B) Pilotes unidos. En este método, los pilotes son tangentes y se puede perforar y colar los pilotes impares y después los pares (fig 9-A), o ejecutar el trabajo en orden numérico. (fig 9 B). El primer método parece preferible en general por dejar al concreto fraguar suficientemente antes de perforar el contacto con él. (fig 9 C).

2.- MURO MILAN

A).- Entre los procedimientos que se han ideado para resolver el problema de construir en suelos blandos y granulares y generalmente bajo el nivel de aguas freáticas, existe uno, que consiste en colar muros de concreto en el seno de un fluido, generalmente lodo bentonítico.

Con el uso de estos muros de concreto que trabajan como un tablaestacado, reteniendo los taludes, se evita tener una excavación muy tendida hacia los lados y por tanto, el abatimiento del nivel freático al reducirse el ancho de la excavación, no llega hasta la zona de los inmuebles de esfuerzos en el suelo vecino,-

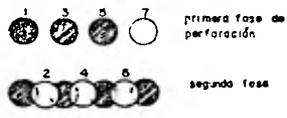
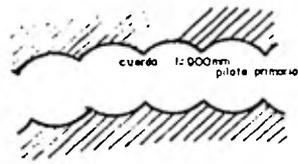


FIG. 8 Pilotes seciales.

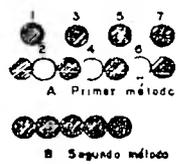
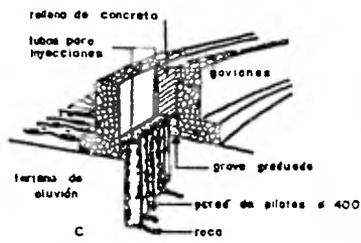


FIG. 9 Pilotes unidos.

evitando así su colapso.

La importancia que este elemento constructivo tiene para la buena realización de la obra ha motivado una serie de estudios - que han ampliado nuestro conocimiento sobre su comportamiento es tructural, han permitido mejorar su calidad y han llevado a un a provechamiento más adecuado de los materiales de construcción.

La aplicación de este método fue originado en Italia por el Doctor Christian Vender, primero con los denominados pilotes secantes y posteriormente con muros de concreto colados en table - ros contínuos.

B).- ZANJA GUIA. Una vez que se tiene el trazo del eje del - muro de concreto, se procede a excavar la zanja guía con un an - cho mínimo de 1.05 m. para muros de concreto de 0.65 m. de ancho ya que se debiera colar un brocal de 0.20 m. de espesor a ambos - lados de la zanja para que queden 0.65 m. de separación entre - brocal teniendo 0.05 m. de tolerancia para que puedan entrar las herramientas que van a efectuar la excavación de la zanja profun - da. La profundidad a la que se debe llevar, depende del espesor del relleno superficial formado por material deleznable y suscep - tible de sufrir colapsos más o menos locales, pero no es menor - de 1.50 m. ni mayor de la profundidad a la que se encuentra el - nivel freático. Una vez que se tiene la excavación se procede - a la construcción del "brocal". (fig. 10a, que es un elemento - estructural colado en ambos lados de la zanja en forma de escua - dra de concreto $F'C=100$ KG/CM² y armado con #4@30m. sentido ver - tical y #3@30m. en el sentido horizontal, la rama vertical o - - "faldón", de 1.50 m. de profundidad. Este faldón sirve para de - tener las paredes del relleno superficial a la vez que de guía -

BROCAL Y DETALLE DE ARMADO

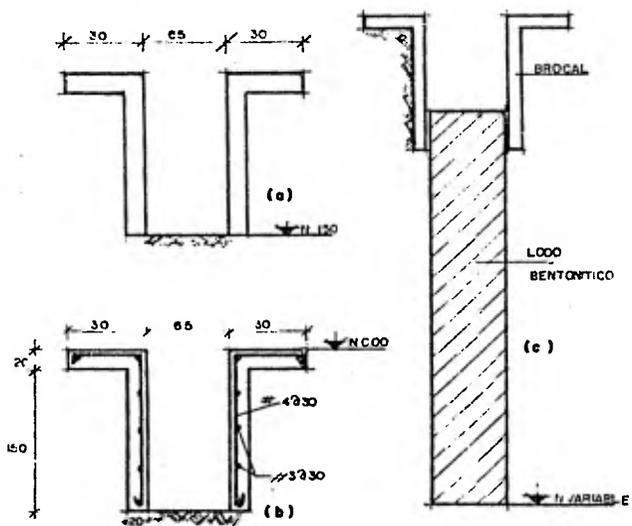


FIG. 10 Muro mlen.

al instrumento de ataque por lo que su cimbrado se debe de hacer con especial cuidado troquelándolo con la cimbra del faldon opuesto y evitando al máximo la formación de botaduras. La rama horizontal tiene por objeto actuar como pequeñas losas sobre las cuales pueden rodar las máquinas con las que se ejecutará la excavación.

C).- ZANJA PROFUNDA.

Va construido el brocal, se procede a la excavación de la zanja profunda. Al mismo tiempo que se están ejecutando las excavaciones, se están vaciando en las mismas lodo bentonítico con objeto de estabilizar sus paredes. Figura 10C.

Es de suma importancia mantener siempre el nivel del lodo bentonítico a 0.80 m. como máximo a partir del borde superior del brocal con el fin de obtener la estabilización de las paredes y fondo de la zanja, no sólo por la diferencia de densidades entre el lodo y el agua, sino también por las diferencias de carga a el nivel freático.

La extracción del material con almeja hidráulica se hace con especial cuidado, evitando que golpee y chicotee con las paredes para no producir en el lodo bentonítico, que es un líquido viscoso efectos choque de embolo que se transmitira al agua del suelo adyacente en forma de impulsos de succión que rompan la estructura del suelo.

El material se extrae con almeja hidrúlica y estabilidad en la parte superior, accionada por una draga, descargando directamente a camiones.

Otros equipos que se pueden usar para efectuar este último tra

bajo pueden ser los siguientes:

1.- CUCHARON DE ALMEJA

2.- ALMEJA GUIADA

3.- RETROEXCAVADORA EQUIPADA CON CUCHARON Y BRAZO HIDRAULICO

El tiempo máximo especificado para tener abierta una zanja ademada con lodo es de 24 horas, durante las cuales a cada hora hay necesidad de estar controlando por medio de muestreos, las características del lodo para poder asegurar la estabilidad de las paredes de la zanja. Sin embargo aún con las precauciones anteriores, no es posible evitar la formación de pequeños azolves en el fondo de la zanja, por lo que hay necesidad de limpiarlo.

D).- MINERALES CONSTITUYENTES DE LAS ARCILLAS BENTONITICAS.

La bentonita es un producto de la descomposición química de los silicatos que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas.

Los minerales de las arcillas son básicamente; silicatos de aluminio y ocasionalmente, silicatos de magnesio, hierro u otros metales también hidratados. Estos minerales tienen, casi siempre una estructura cristalina definida y sus átomos se disponen en láminas - por eso es frecuente en la práctica ingenieril, describir las arcillas como compuestos de partículas, aunque realmente las partículas son diminutas láminas. Otra característica de las bentonitas es su pureza, o sea que se tiene un alto porcentaje de materia coloidal - partículas de 0.0002mm., variando este porcentaje de una marca de bentonita a otra.

El empleo más importante que se les da a las arcillas bentoníticas es en forma de lodos de perforación, que son empleados para man

tener estables las paredes de las perforaciones, así como facilitar la evacuación ó extracción de sedimentos y detritus, en suelos coherentes ó no y su uso se remonta al siglo en las perforaciones petrolíferas.

Normalmente el lodo de perforación es una suspensión coloidal de arcilla montmorillonita - comercialmente bentonita - en agua. Esta suspensión de bentonita forma una capa impermeable en la superficie de contacto entre ella y el suelo intacto., es decir, en las caras de la zanja. El lodo puede considerarse como un fluido no penetrable en dichas caras y soportante de la excavación, que puede decirse, es el principal mecanismo en la estabilidad de las zanjas en que se emplean lodos bentoníticos como ademe. Esta presión hidrostática se ve aumentada con la suspensión de sedimentos producto del corte con el equipo de ataque, que incrementa la velocidad del lodo.

Actualmente se están usando las suspensiones de bentonita para ademe de zanjas que alojarán muros estructurales y muros de acompañamiento comunmente pantallas.

La bentonita comercial se obtiene de la explotación de depósitos naturales de arcilla, fundamentalmente montmorillonitas, con sodio como base cambiante, desprovistas prácticamente de impurezas (sílice, fedespato, mica, sales, solubles). Se vende almacenada en sacos, tiene aspecto de polvo muy fino de color casi blanco.

E).- PARRILLAS REFUERZO.

Estas parrillas se arman para cada tablero de acuerdo con el plano estructural, el armado de las parrillas se lleva a cabo pro-

curando que se haga lo más cerca de donde se van a usar para evitar al máximo, maniobras inútiles para su colocación dentro de la zanja. Las dimensiones de estas parrillas son 0.50 M. X 4.85 M. - por la altura necesaria del muro. Debido precisamente a la altura de la parrilla se utiliza para su transporte y colocación, una draga con pluma adecuada. Sujutando de la parte media de la parrilla con el cable de arrastre y la parte superior con el de levante, se efectúa lentamente el izado de la parrilla hasta que quedu en posición vertical, auxiliando la maniobra una cuadrilla-especializada.

Una vez que la draga lleva la parrilla frente al tablero donde ira colocada y esta en posición de introducirla, se checa su verticalidad con dos plomadas. Ya que se plomeó la parrilla, se va introduciendo en la zanja, checando siempre su verticalidad - hasta la mitad de la altura, para soltar entonces el cable de arrastre, quedando suspendida la parrilla unicamente por la parte superior, para en esta forma, introducirla totalmente hasta su posición correcta, checada con nivel.

Para asegurar que la parrilla no queda pegada a las paredes de la excavación, se colocan dos tubos de \varnothing 4" en los dos lados de la zanja, suspendidos de su extremo superior y se retiran una vez que se termina el colado.

La parrilla tiene en la parte central y a todo lo largo un espacio de 0.40 M. X 0.40 M. con varillas verticales que sirven de guía para el paso de la trompa del colado. Para evitar que cuando se esté colando y vaya subiendo el concreto, la fricción entre este y la parrilla la haga ascender, se colocan en la parte superior cuatro troqueles con polln de 4" X 4", una vez que la parrilla

lla esta en su posición correcta dentro de la zanja.

F).- COLADO DE CONCRETO.-

El acomodo del concreto dentro de la zanja se hace por medio de un tubo de 10" ϕ llamado "Trompa de colado", compuesto por tramos variables de 1.00, 2.00 y 3.00 M. de largo para que al combinarlos nos den las profundidades variables de los muros. Tienen en su extremo superior una tolva receptora de concreto. Este tubo es armado fuera de la zanja por una cuadrilla de maniobras; una vez que el tubo está armado, untado de grasa exteriormente en toda su longitud y colocación en su extremo inferior una tapa de madera, es izado e introducida en la zanja a través del espacio de madera tiene dos funciones: evitar que entre el lodo dentro del tubo cuando este se introduce en la zanja y hacer que el concreto salga con determinada velocidad para que barra el fondo de azolves y lodo.

Esta tapa no se deja muy apretada para evitar que se forme una altura de concreto muy grande dentro del tubo, lo que haría que saliera con mucha fuerza, corriendo el peligro de mezclarse con el lodo a la vez el extremo inferior del tubo se sitúa aproximadamente a 0.50M. arriba del fondo de la zanja para hacer que el desplazamiento del lodo sea eficiente.

Los acoplamientos de los tramos de tubería se hacen en forma hermética, para evitar la entrada de aire o lodo por ellos, debido a la succión que hace la columna de concreto al descender por el tubo. Como el tubo, debido a la tapa que lleva en la boca de descarga, tiende a flotar al irlo descendiendo, se requiere guiarlo durante su descenso.

Debe tenerse el lodo bajo control, cumpliendo con cada una de las características especificadas y el concreto fluido; revenimiento entre 18 y 20 cm., cumpliendo sus especificaciones correspondientes.

3.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Cimentaciones poco profundas. En general lo de poco profundas se refiere a cimentaciones en las que la profundidad de desplante no es mayor que dos veces el ancho del cimiento, claro que no existe un límite preciso. En la profundidad para clasificarla de profunda o no.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones poco profundas son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación.

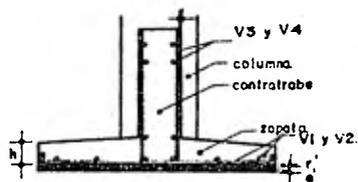
Las zapatas aisladas son elementos estructurales, pueden ser estos circulares o rectangulares y se construyen abajo de las columnas con objeto de transmitir la carga que baja por ellas al terreno con una mayor área. Estas pueden soportar más columnas. La mayoría de estas zapatas se construyen de concreto reforzado, su armado se coloca ortogonalmente, calculándolo de acuerdo con las fatigas que las cargas del terreno producen en las piezas como esfuerzos de flexión, esfuerzo cortante, adherencia. Este refuerzo queda más espaciado en los extremos de la losa que en su centro, como se deriva de su gráfica de momentos flexionantes. Debe tenerse especial cuidado al diseñar una zapata de este tipo, en rectificar el esfuerzo de penetración que ejerce tanto la columna dentro del cimiento como éste dentro del terreno.

Una de las primeras recomendaciones con que nos topamos una vez

terminada la excavación a antes de construir nuestros cimientos - que en este caso serán de los llamados superficiales es la de construir una plantilla de 5 a 7.5cm. de espesor de concreto pobre, - que sirva como piso de trabajo y a la vez como elemento de nivelación de fondo de la excavación para poder así disponer de una superficie limpia y seca en la que nos facilite la colocación de la cimbra y del armado. En la figura 11 se muestra el detalle constructivo de una zapata con un muro ó con contratrabe de cimentación. El colado en este caso se recomienda se efectúe monolíticamente hasta una liga perfecta entre zapata y muro.

En el desplante de cualquier cimentación debe tener la suficiente profundidad para que en momento dado no tenga problemas de congelación en el terreno circundante ya que el suelo se eleva durante la congelación y desciende bruscamente en el deshielo, causando efectos perjudiciales. La profundidad máxima de congelación puede establecerse a partir de la experiencia local, sin embargo cabe mencionar, que aquí en la República Mexicana los espesores máximos de congelamiento son del orden de 40cm., en el Norte del País por lo que se puede considerar como nulo ya que normalmente se recomienda utilizar una profundidad mínima igual a la magnitud del ancho de la zapata o del cimiento por realizar y que generalmente es mayor que la profundidad mencionada anteriormente.

A continuación se mencionan algunos de los problemas y soluciones presentadas a la hora de la construcción de los cimientos, y que en algunas ocasiones no se tiene previsto nada pues a la hora de efectuar los sondeos no fueron lo suficientemente adecuados como para que se pudieran detectar, sin embargo el constructor se -



r_1 = recubrimiento del armado de la zapata.

r_2 = recubrimiento del armado del muro.

e = espesor de la planilla.

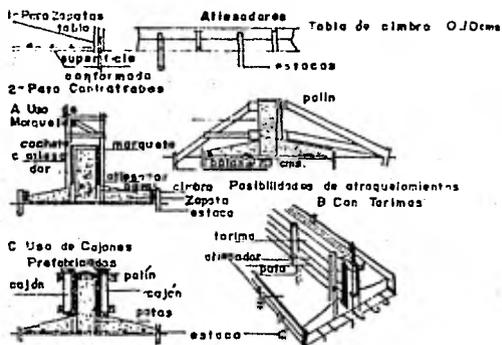
h = paralelo de la zapata.

V1 y V2 = varillas de refuerzo trasversales y longitudinales respectivamente en la zapata.

V3 y V4 = varillas de refuerzo trasversal y longitudinal en el muro ó contralabe.

FIG. 11 Detalle constructivo de zapata con un muro o contralabe

CIMBRAS PARA CIMENTOS DE CONCRETO ARMADO



Cimbra en Zapatas.

deberá percatarse del problema y dar una solución que además de ser adecuada sea económica. (fig. 11').

ZAPATAS CORRIDAS.-

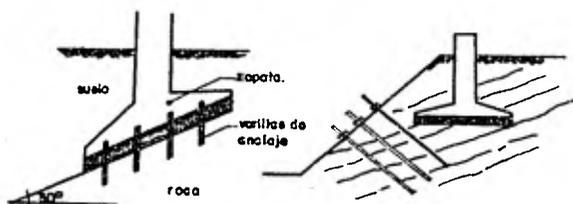
Las zapatas corridas son elementos estructurales similares a los anteriores los que la longitud supera en mucho el ancho. Se utilizan normalmente para muros de concreto que soportan cargas elevadas o de mampostería en el caso de elementos que transmiten cargas no muy grandes; también es utilizada para hileras de columnas situadas tan cerca una de otra que las zapatas aisladas se traslaparían una con otra en el caso de que el suelo ofreciera una resistencia baja, que obligue el empleo de mayores áreas de repartición de cargas.

El procedimiento constructivo es muy similar al de las zapatas aisladas. En la figura 12 se muestra una sección típica de zapata corrida.

LOSAS DE CIMENTACION.-

Las losas de cimentación se utilizan cuando la resistencia del terreno es muy baja o las cargas sean muy altas, en las que el área requerida para apoyo de la cimentación sea grande llegando a ocupar toda la superficie construida y que en el caso de ser insuficiente porque la presión transmitida al subsuelo sobrepase la capacidad de carga de éste, es necesario recurrir a soportar la estructura en extractos más firmes que se encuentren a profundidades mayores callendo entonces en cimentaciones profundas de las cuales se hablará más adelante.

Su cálculo y armado es igual al de cualquier otra losa de concreto, sólo que la carga, en vez de actuar de arriba hacia abajo,-



- a) anclaje para prevenir desplazamientos.
- b) falla por flexión a causa de la cedencia de un suelo blando subyacente a una capa de roca.
- c) presentación de caberns y grietas que en el caso de ser detectados se rellenan con concreto.

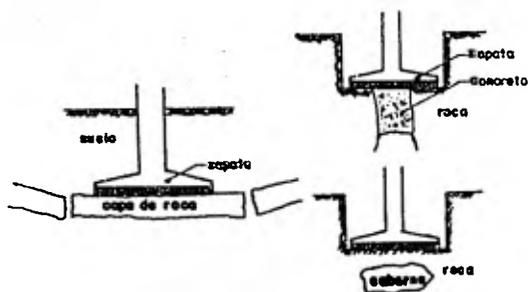


FIG II. Algunos problemas y soluciones que se presentan en la construcción de cimentaciones superficiales.

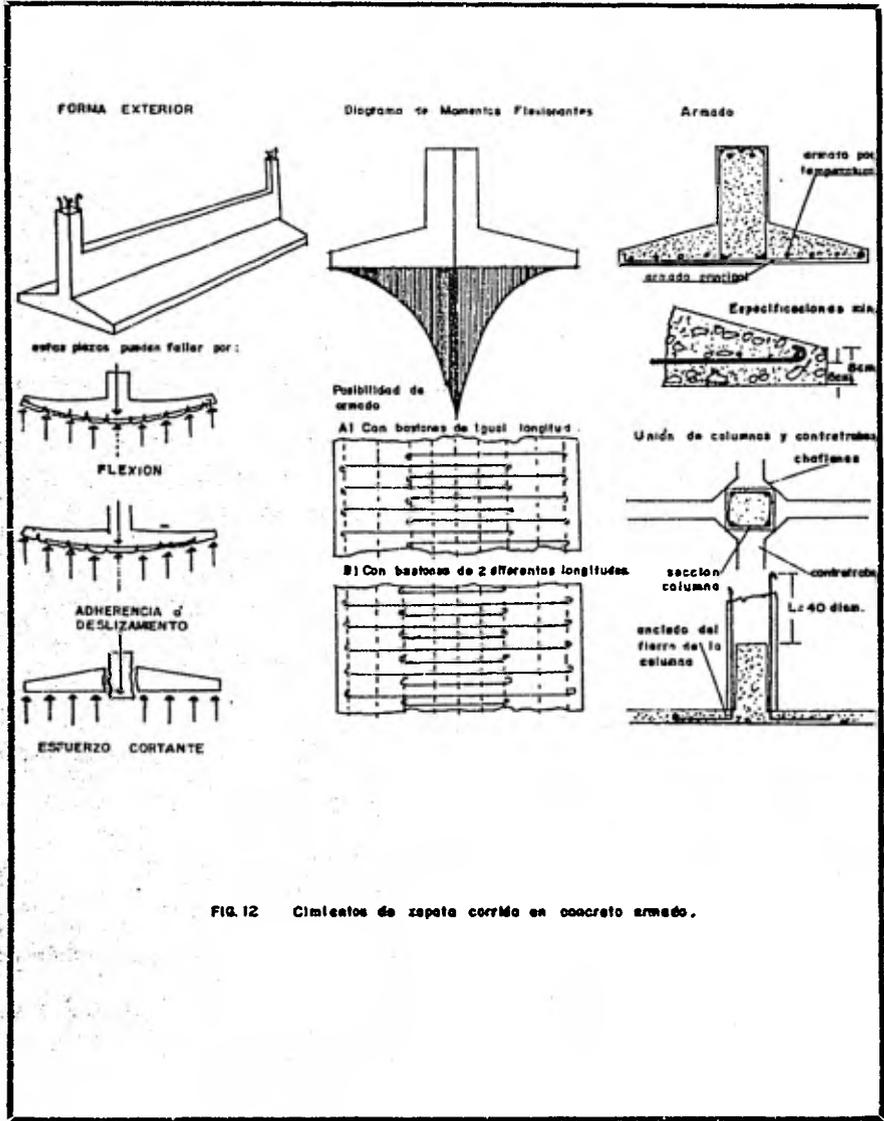


FIG. 12 Cimientos de zapata corrida en concreto armado.

procede en forma contraria y es igual a la reacción del terreno -
o fatiga que se acepte por metro cuadrado. Su armado irá por lo -
tanto, en la parte superior para momentos flexionantes positivos -
y en la parte inferior para los negativos.

Cuando se cuele una losa de concreto arriba de la cimentación -
apoyada sobre contratrabes, es conveniente dejar pequeños regis -
tros de 0.60 X 0.60 MTS., para poder rescatar lo cimbrado de esa -
losa por ese lugar. Ya terminada la obra quedarán como registros -
para múltiples usos.

Los tres tipos anteriores de cimentación superficial es como -
se distinguen en la práctica ya que no existe criterio preciso pa -
ra ello, sin embargo existen multitud de variantes de cimentacio -
nes combinadas, en los que los tres tipos básicos se entremezclan -
al gusto del proyectista o del constructor, que se esforzará haci -
endo combinaciones de los factores estructurales con las caracte -
rísticas del terreno de la manera más ventajosa y en el punto que -
se necesita.

4.- CIMENTACIONES COMPENSADAS.-

El principio en que se basan estas cimentaciones es muy sencill -
o, se trata de desplantar a una profundidad tal que, el peso de -
la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que -
el nivel de desplante el suelo, por así decirlo, no sienta la sub -
stitución efectuada. por no llegarle ninguna presión en añadidura -
a la originalmente existente.

Este tipo de cimentación exige, por supuesto que las excava -
ciones efectuadas no se rellenen posteriormente, lo que se logra -
con losa corrida en toda el área de cimentación ó construyendo ca -

jones huecos en el lugar de cada zapata. El primer tipo de cimentación es usual en edificios compensados, el segundo en puentes por ejemplo.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, - teóricamente, los eliminan por no dar al suelo ninguna sobrecarga, sin embargo como el proceso de carga no es simultáneo con el de - descarga resultado de la excavación tienen lugar expansiones en el fondo de esta que se traduce en asentamientos cuando por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original. Así, los problemas principales de una cimentación compensada emanan de la excavación necesaria, generalmente profunda.

Todo lo anterior se refiere a las cimentaciones denominadas de compensación total, en las que el peso de la estructura, es igual al de la tierra excavada.

También existe, por supuesto, la compensación parcial, en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se forma con pilotes o descanso sobre el terreno, si es que la capacidad de carga - y la compresibilidad de este lo permiten.

Por cimentaciones compensadas se entienden aquellas totalmente compensadas o compensadas parcialmente en las que el resto de la - carga se transmite al suelo por apoyo directo, por permitir así la capacidad de carga de este y por resultar los asentamientos que se produzcan dentro de los límites tolerables para el caso de las estructura que se trate .

El análisis de asentamiento que produzca la parte de presión no compensada suele ser el punto fundamental de los cálculos a efectuar; se realiza en la forma usual, es decir, aplicando la teoría de consolidación de Terzagui y frecuentemente limita la parte de la presión de la estructura que pueda quedar sin ser compensada y por lo tanto, obliga a efectuar excavaciones de la profundidad necesaria para la compensación suficiente.

Los suelos altamente compresibles y normalmente consolidados no puede darse ninguna presión en añadidura de la previamente existente, pues cualquier incremento actuaría sobre la rama virgen de la curva de compresibilidad de la arcilla, causando fuertes asentamientos. En cambio si la arcilla es preconsolidada podrá darse al suelo algo de presión por arriba de la previamente existente, con tal de que dicho exceso no llegue a afectar la rama virgen de la curva de compresibilidad y quede dentro de la rama de recompresión, con lo que los asentamientos resultantes serán bajos. Sin embargo, no basta para poder aprovechar la capacidad del suelo, que el que exista a niveles próximos a la cimentación para construir un manto más o menos preconsolidado, será siempre necesario verificar que a mayor profundidad no existan mantos de arcilla muy compresible a los que puedan llegar, desde la cimentación, esfuerzos que sobrepasen su carga de preconsolidación y afectan los tramos virgenes de sus curvas de compresibilidad pues los asentamientos totales resultantes serían en este caso grandes.

La verificación anterior habrá de hacerse comparando los perfiles de carga de preconsolidación con los esfuerzos transmitidos, por el exceso de presión que se dejó en la cimentación

sumados a la presión efectiva que el suelo tenga por peso propio -

5.- CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Como ya se comento en parrafos anteriores el suelo superficial no siempre es apropiado para permitir la construcción de una cimentación poco profunda por lo que nos vemos en la necesidad de buscar mayores profundidades, estratos de apoyo más resistentes, cosa que no siempre es posible económicamente por la profundidad a que se encuentren dichos estratos y así nos vemos en la necesidad de utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes con elementos, que distribuyen la carga en espesores grandes de suelo sin dejar de recurrir al uso de cimentaciones profundas.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones profundas se distinguen entre sí, por la magnitud de su lado o diámetro, según sea de sección cuadrada, circular o rectangular, siendo los siguientes - los más comunes en la práctica.

PILOTES.-

Los pilotes son elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales que generalmente tienen diámetro o anchos usuales entre 0.30 y 0.60 mts. pero que pueden variar desde 0.30 a 1.00 mts., y que se construyen de madera, concreto, o acero.

PILAS.-

Las pilas son elementos cuyo ancho es mayor a 1.00 mts. sin exceder de 2.00 mts., sin embargo esto no se ha formado como razón suficiente para establecer una distinción bien definida entre pilas y pilotes, ya que para algunas personas, una pila es un elemento que, trabaja exactamente igual que una zapata nada más que --- transmite cargas en estratos que se encuentran a mayor profundidad

que a la que normalmente se acostumbra desplantar una zapata. O - tras personas dicen que mientras que para una pila se considera - una relación de profundidad a ancho de cuatro veces ó más, a una - zapata suele considerarsele del orden de 1.0. Por último existen - algunas personas que consideran como pilas a los apoyos interme - dios de los puentes. Independientemente de lo anterior las pilas - se pueden construir de mampostería o de concreto.

Cuando se requieren elementos de mayor sección transversal que los mencionados anteriormente se pueden utilizar cilindros, cuando sean de esa forma geométrica, o cajones de cimentación, cuando son paralelepípedos. (fig. n° 13).

Los cilindros tienen diámetros que varían entre 3.0 a 6.0 mts. se construyen para ahorro de peso y de materiales, con una tapa - en sus puntas y siempre son de concreto.

Los cajones de cimentación son similares a los anteriores cons truidos con las mismas dimensiones y material.

Los tipos de cimentaciones profundas mencionadas anteriormente son como se conocen generalmente en la práctica sin embargo exis - ten algunos otros que no son más que combinaciones de los mismos.

CIMENTACIONES SOBRE PILOTES.-

Cuando no se encuentra el terreno de cimentación hasta una pro fundidad tal que excluye la posibilidad de ejecución de zanjas a - biertas, o revestidas, o cuando no es accesible más que en el agua o a través de una capa freática abundante que no se presta a la - ejecución de agotamientos, puede recurrirse a los pilotes.

Mediante ellos, puede buscarse apoyo a la profundidad deseada.

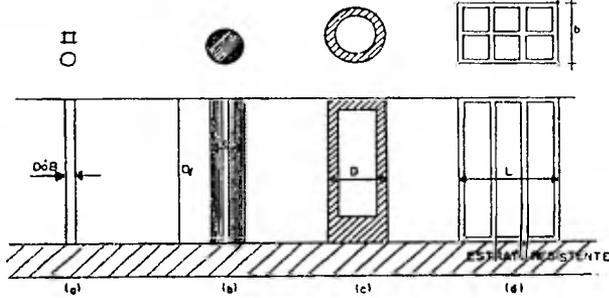


FIG. 13 Tipos de cimentaciones profundas.

- a) Pílole
- b) Pílole
- c) Caisón de o celós (corta)
- d) Caisón de o celós (corta)

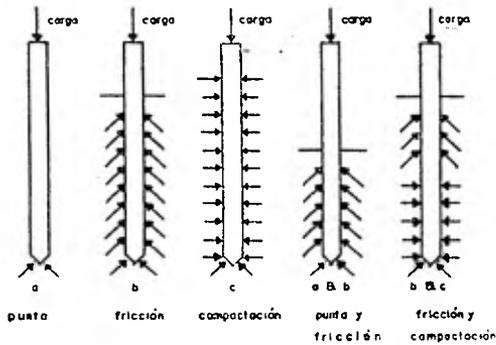


FIG. 14 Tipos de trabajo en pilotes.

FUNCION DE LOS PILOTES. -

En general se usan los pilotes como elemento de cimentación - cuando se requiere:

- 1.- Transmitir las cargas de una estructura, a través de un espesor de suelo blando ó a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente, que garantice el apoyo adecuado. La forma de trabajo de estos pilotes podría visualizarse como similar a la de las columnas de una estructura.
- 2.- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, - utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.
- 3.- Compactar suelos granulares, con fines de generación de capacidad de carga.
- 4.- Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras (como tablestacas, por ejemplo), ó resistir las fuer - zas laterales que se ejerzan sobre ellas (como el caso de un puente). En estos casos es frecuente recurrir a pilotes inclinados.
- 5.- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresión, - momentos de volcadura ó cualquier efecto que trate de le - vantarse la estructura. Estos son pilotes de tensión.
- 6.- Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos nocivos.
- 7.- Proteger estructuras marítimas, tales como muelles, atracaderos, etc., contra el impacto de barcos y objetos flotantes.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes - se clasifican en:

DE PUNTA
DE FRICCIÓN
MIXTOS.

Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con a poyo directo en un estrato resistente (fig. N° 14-A).

Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la - fricción lateral que genera contra el suelo que los rodea. (fig 14-B). Por último los pilotes mixtos aprovechan a la vez estos - dos efectos.

Atendiendo al material del cual están hechos los pilotes, -- pueden ser de madera, de concreto, de acero o de una combinación de estos materiales. Los pilotes de madera actualmente se usan - muy raramente en trabajos de importancia y han quedado practica - mente circunscritos a estructuras provisionales o a funciones de compactación de arenas. Los pilotes de concreto son los más am - pliamente utilizados en la actualidad; pueden ser de concreto - común, reforzado o presforzado , aunque en su mayoría son de sec - ción llena, ultimamente se ha desarrollado bastante el uso de pi - lotes huecos, de menor peso. Los pilotes de acero, son de gran - utilidad en aquellos casos en que la hincada de los pilotes de con - creto se dificulte por la relativa resistencia del suelo, pues - tienen mayor resistencia a los golpes de una martinete de hincada y mayor facilidad de penetración.-

PILOTES DE CONCRETO COLADOS EN EL LUGAR.-

En lugar de prefabricar los pilotes de concreto armado hundi - endolos por hincada, atornillado ó mediante gatos, es posible co -

larlos directamente *in situ*. Esto se logra produciendo mediante cualquier método, una cavidad cilíndrica circular de diámetro y la profundidad asignados al pilote y llenándola después de concreto.

A menudo se arma el pilote, para lo que las armaduras unidas entre sí en forma adecuada se introducen en la cavidad antes del colado. Se puede ver que los pilotes colados de esta forma tienen en ocasiones diámetros tales que se trata más bien de columnas o pozos coladas, que de pilotes.

Mediante este procedimiento se puede colar directamente los pilotes en el suelo o en un entubado perdido. Hay muchos procedimientos para la fabricación de pilotes colados *in situ*, pero en todos los casos se encuentran limitados por la atención sobre las precauciones fundamentales a observar en su puesta en obra y sin los cuales se corren los mayores riesgos. De estas precauciones se puede plantear antes de decidir el procedimiento a seguir, lo siguiente:

1.- Asegura el procedimiento propuesto que no hay que temer ningún estrangulamiento de la sección y que no se producirá una mezcla tierra-concreto durante el colado propiciando así la resistencia del concreto.

2.- De qué forma toma en cuenta el procedimiento la influencia de la presencia de agua en el suelo en el colado.

Para tener en cuenta el primer aspecto anteriormente mencionado, se puede evitar la estrangulación de algunas partes de la sección, mediante un revestimiento provisional recuperando de -

tal forma, que se respete la sección total en todos los puntos y que el concreto no se contamine por la caída de tierra de las pa redes.

Para tener en cuenta la influencia de la presencia de agua, se puede colar observando:

A).- FIJANDO COMO OBJETIVO EL COLAR SIN AGUA.

B).- SE ADMITE COLAR BAJO EL AGUA

En el primer caso se utiliza un revestimiento provisional ob turado en su parte inferior y eliminando el agua con aire compri mido. En el segundo caso se vierte el concreto bajo el agua con las precauciones usuales (colando con tubo), ó se inyecta con mortero activado que se sabe no es miscible con el agua.

DIVERSOS PROCEDIMIENTOS DE PUESTA EN OBRA.

A).- METODOS CON TUBO PROVISIONAL Y COLADO BAJO EL AGUA.

Se utiliza un tubo provisional que sostiene las paredes de la perforación durante su ejecución y encofró el concreto para asegurar la constancia de la sección colada. El tubo provisio nal se hunde por percusión con extracción del terreno mediante un útil de limpieza adecuado. La extracción del tubo provisio nal a medida que progresa el concreto para tracción con cables, simultánea con el apisonado de concreto en el tubo, puede realizarse de tal forma que el concreto se encofró en una altura "L" suficiente. Se comprueba este extremo determinando la longitud del cable a la bajada del peso utilizado para el apisonado del concreto (fig. 15).

Por último el concreto ocupa el lugar del tubo y nos encon tramos con un pilote colado en el lugar.

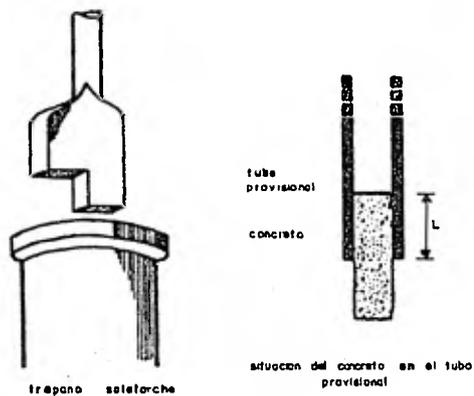


FIG. 15

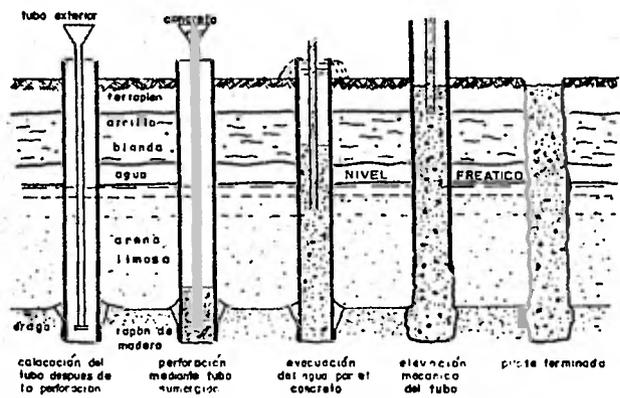


FIG. 16 Esquema del coledo por tubo central de un pilote *in situ*.

Hay que recordar que la elevación del tubo central que sirve para el colado debe ser objeto de cuidados especiales para que no se produzca el deslavado del concreto. Para ello hay que asegurarse que en el fondo de la perforación existe una masa de concreto suficiente para que si el extremo del tubo central está hundido en ella, pueda producirse la expansión del concreto.

El llenado del tubo central, sin agua, se logra introduciendo en el inicialmente una bola de mortero muy coherente (rico en cemento), que forme una junta entre el concreto y el agua o colocando en su extremo un tapón de madera revestido de tela gruesa para asegurar la impermeabilidad. Introduciendo el concreto en la parte superior del tubo por encima del tapón, hace bajar a este que expulsa el agua entre él y después queda incorporado al concreto de pie. Durante el colado es conveniente que el extremo del tubo central se mantenga al menos a 1.50 mts., de altura por debajo de la superficie de concreto. (fig. N°16).

B).- METODO CON UTILIZACION DE AGUA PESADA SIN ENTUBADO PROVISIONAL.

Puede utilizarse la perforación con agua pesada inspirada en los procedimientos utilizados en las perforaciones petrolíferas. Se utiliza una agua de inyección cargada de arcilla bentonítica o lodo, llamada agua pesada con una densidad y una presión tales que, teniendo en cuenta la película arcillosa que se forma sobre las paredes de la perforación, se mantenga constante. Después de la terminación de la perforación se puede bajar en esta columna construida por un revestimiento metálico o por segmentos de concreto armado, en el interior de la cual se efectúa el cola

do, ó bien, colar sin encamisado en contacto con las paredes del suelo. En el primer caso se tienen los pilotes encamisados y en el segundo, los pilotes moldeados directamente contra el suelo.

En este método de perforación con agua pesada, se ejecuta esta mediante un trépano lastrado por vástagos maestros. Se acciona a través de un tren de vástagos rígidos huecos, que permiten comunicarla a la vez en movimiento vertical de golpeo y un movimiento lento de rotación.

El agua pesada, que es una suspensión de arcilla en agua, estabilizado por procedimientos especiales, se hace pasar a presión a través de estos vástagos y saliendo por orificios especiales del trepano. Los sedimentos de la perforación puestos en suspensión suben a la superficie, mientras que el agua pesada reviste las paredes de la perforación. En los croquis siguientes se tiene: en la figura N° 17a, el esquema de la perforación con agua pesada y circulación directa, y en la figura N° 17b, el esquema de la circulación inversa.

En cuanto se refiere al colado se ejecuta en tubo bajo el agua pesada que sube sobre el (figura N° 17c). El primer concreto vertido es el que se mantiene siempre en contacto con el agua pesada a la que obliga a circular ante él (figura N° 17d). Solamente este primer concreto corre el riesgo de ser deslavado, eliminándose cuando llega a la parte superior de la perforación tras el agua pesada. Observese también que, como las salidas de agua pesada por la cabeza de la perforación se compensan por la entrada de un volumen igual de concreto de densidad superior, la presión hidrostática en un punto cualquiera del pilote aumenta sin cesar durante el colado, lo que elimina todo riesgo de es

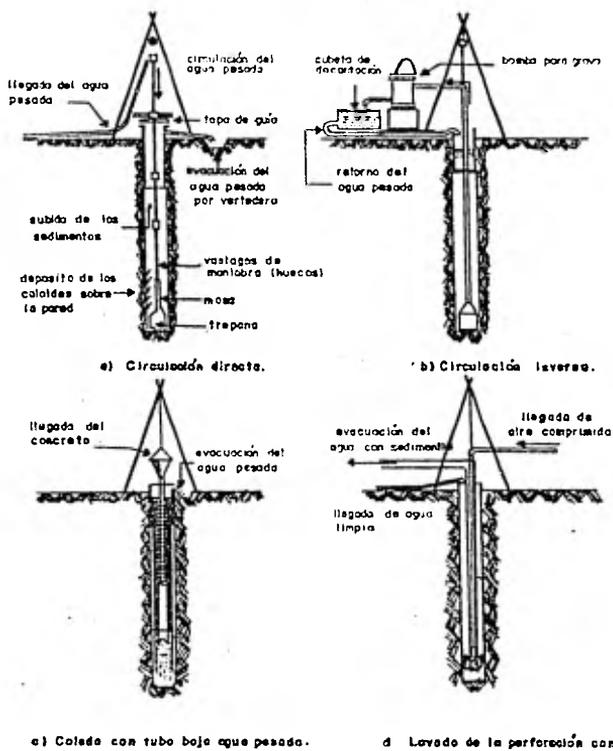


FIG. 17 Método con utilización de agua pesada sin entubamiento provisional.

trángulaci3n de la perforaci3n.

Cuando, se considera necesario limpiar la perforaci3n antes del colado, es posible hacerlo mediante un emulsor de aire comprimido, lo que naturalmente, solo es posible si la perforaci3n se reviste con un tubo provisional o definitivo

PROCEDIMIENTO CON ENTUBADO PROVISIONAL Y COLADO EN SECO.

En este procedimiento se utiliza un revestimiento provisional y se puede colar en seco (figura N° 18)

El principio se esquematiza en la figura 18, y es el siguiente. El tubo que forma el revestimiento provisional se coloca verticalmente sobre el suelo y se vierte en el cierta cantidad de concreto en seco, que se apison3 con una maza pesada, de dos a cuatro toneladas, seg3n el terreno y con una altura de caida de varios metros. As3 comprimido contra las paredes del tubo, el tap3n penetra correctamente, ni agua ni tierra pueden penetrar en el tubo, de forma que cuando se ha alcanzado la profundidad prevista, se tiene un pilote entubado obturado en la parte inferior e impermeable al agua. Posteriormente el colado en seco, deshaciendose el tap3n mediante violentos golpes de maza, manteni3ndose en el tubo una cantidad de concreto apisonado suficientemente para evitar toda entrada de agua. Apisonado en el terreno y mediante adiciones repetidas hasta la m3xima cantidad posible de concreto sin quitar el tubo, se forma en la base un bulbo de concreto que reparte la carga sobre un suelo comprimido hasta el rechazo. Despu3s se ejecuta el colado del fuste por apisonado en3rgico de capas sucesivas de concreto, retirando progresivamente el tubo y asegur3ndose de que en cada posici3n el concreto est3 cimbrado al menos en una al-

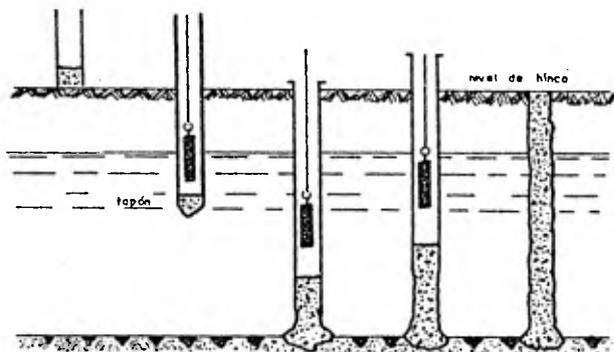


FIG. 10 Fases de ejecución de un pozo con revestimiento provisional y colado en seco.

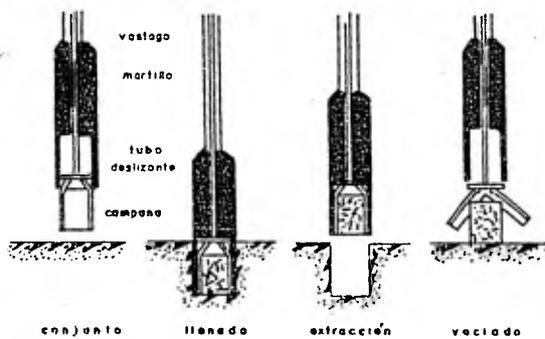


FIG. 20 Vestido de la compuera de extracción.

tura mínima H. El éxito de la operación depende, como se ve, del comportamiento del tapón de concreto seco que consta el tubo y le hace impermeable.

En los terrenos muy arcillosos, incompresibles, que no admiten el procedimiento antes mencionado, la sociedad de pilotos - Franki utiliza los pilotos por extracción, cuyo principio es el siguiente:

Se utiliza una campana constituida por dos mandíbulas semicilíndricas que deslizan en un trozo de tubo lastrado con un peso de acero. Se deja caer la campana al fondo del tubo de hínca en contacto con el terreno arcilloso. Las dos mandíbulas se llenan de arcilla y se retira la campana, vaciándola a un mecanismo especial (figura N° 20).

Se hace bajar el tubo de hínca en la cavidad así obtenida en la arcilla, aplicándole el peso de la maquinaria (15 TON. aprox), mediante cables que pasan sobre vigas de retorno. Vuelve a comenzarse de nuevo la operación hasta que el tubo haya alcanzado la profundidad prescrita. El pilote se construye después de la forma habitual.

PROCEDIMIENTO DB-LIBRE.

La maquinaria necesaria para la utilización de este procedimiento es relativamente nueva en el mercado, consistiendo su originalidad sobre todo en el sistema de perforación del revestimiento provisional. La perforación se logra mediante un aparato llamado autoperforador (figura N° 21).

Este aparato es capaz de someter el tubo a vibraciones dirigidas mediante un número par de volantes que, provistos de pesos, -

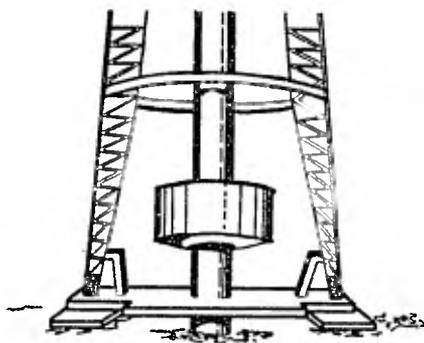


FIG. 21 Autoperforadora.

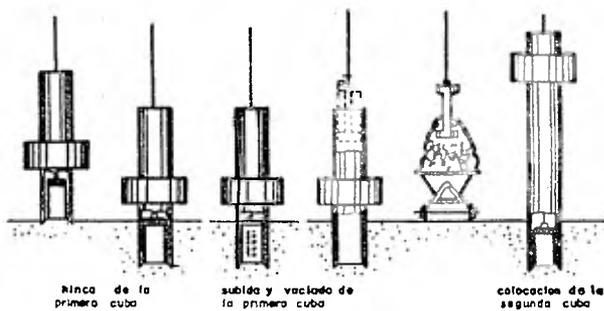


FIG. 22 Proceso de extracción de las tierras.

engrandan una combinación de oscilaciones paralelas al eje del tubo y perpendiculares a el de modo alternativo, con eliminación de todo esfuerzo transversal. Las intensidades respectivas de estas oscilaciones pueden fijarse en cualquier valor predeterminado., y su frecuencia puede modificarse a voluntad de 0 a 1,400 periodos/min., según la naturaleza del terreno a atravesar. La máquina - se fija al entubado mediante un anillo elástico y puede desplazarse rápidamente a lo largo de este tubo para seguirle en su hundimiento.

La extracción de los escombros se logra mediante un cucharón de extracción unido al tubo y que hundiéndose con el participa de los mismos movimientos. La solidarización entre el tubo y el cucharón de extracción se logra mediante un dispositivo mecánico - que permita liberar el cucharón cuando está lleno sustituyendolo por otro vacío (figura N° 22).

Mediante este procedimiento se obtiene una toma de muestra de gran diámetro que representan rigurosamente al suelo existente y por consiguiente, un perfecto sondeo de reconocimiento.

El colado se efectua por los procedimientos clásicos, aún en el caso de colar bajo el agua.

La extracción del tubo provisional se logra por la acción de los gatos, simultaneamente con la vibración por la autoperforadora.

Mediante este procedimiento no solamente pueden realizarse - sondeos inclinados, sino sondeos horizontales, substituyendo la acción de la gravedad por un empuje conveniente.

PROCEDIMIENTO CON AIRE COMPRIMIDO

Es un procedimiento con entubado provisional, se cuela en seco en este tubo después de expulsar el agua encontrando en el suelo - mediante aire comprimido. (figura 23).

Una vez ejecutada la perforación por un medio cualquiera se in troducen los elementos del tubo de revestimiento provisional, que - se atornillan unos a otros.

Una vez alcanzada la profundidad deseada, se hace bajar al fon do del tubo un tapón de concreto mediante un cucharón de cierre - impermeable. Después se obtura el extremo superior del tubo con - una tapa provista de dos tuberías, por la primera de las cuales - llega el aire comprimido, sirviendo la segunda para la evacuación - del agua. Vaciando de esta forma el tubo de agua, se quita la ta - pa superior y se admite el concreto necesario para llenar el tubo.

Después de añadir cada batchada de concreto, vuelve a colocarse la tapa para comprimir dicho concreto neumáticamente. Esta compre sión facilita la subida progresiva del tubo, que debe controlarse, como en todos los procedimientos de revestimiento provisional, pa - ra mantener protegida por el tubo una altura suficiente de concre - to, asegurándose así la constancia de la sección colada.

Este tipo de pilotes no se utiliza en general para grandes diá metros.

PROCEDIMIENTO HW.

En este procedimiento con revestimiento provisional se utili - zan algunos dispositivos diferentes. El primero está relacionado - con la hincia del tubo de revestimiento mediante el guindalete, - -

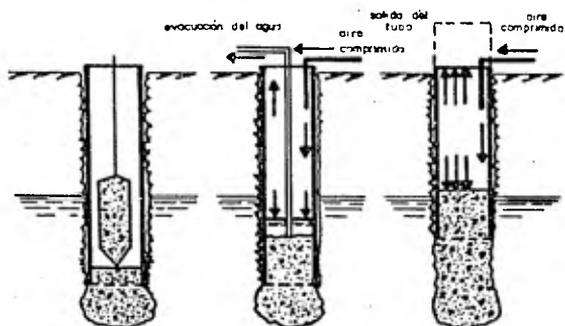


FIG. 23 Ejecución de un pilote perforado con aire comprimido.

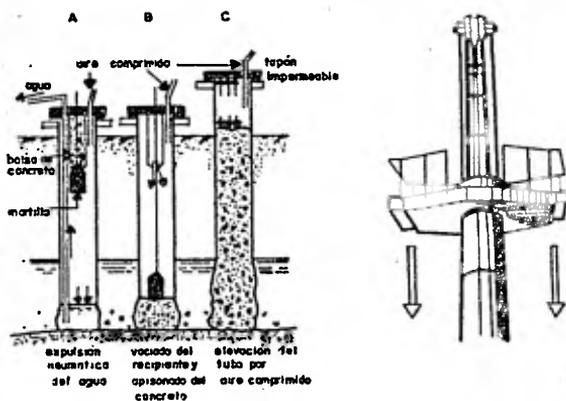


FIG. 24 a) Procedimiento HW.

b) Vista del gubador.

siendo el segundo la admisión de aire comprimido para permitir el colado en seco en el caso que se encuentren capas acuíferas subterráneas [figura 24a]

El guindalete, unido a la cabeza del tubo, está constituido por una estructura metálica en forma de rombo, en la que los extremos de la diagonal mayor soportan masa de gran inercia [figura 24b].

Apoyándose en el tubo unos cilindros de aire comprimido comunican el guindalete un movimiento circular alternativo de un cuarto de vuelta de amplitud aproximadamente. Al final de cada movimiento de rotación, el guindalete golpea apoyos solidarios con el tubo que pivota entonces algunos grados bajo el efecto de estos choques.

Estos movimientos alternados del tubo, unidos al peso del guindalete y al del tubo, aseguran la penetración de este en el suelo. La extracción del terreno del interior del tubo se logra mediante útiles normales, movidos por una pala mecánica del tipo grúa cuyo cabrestante se utiliza. En cuanto al colado, el procedimiento normal es semejante al procedimiento Western Foundation Company. La extracción del tubo que forma el revestimiento provisional es facilitado por la acción del guindalete y la del aire comprimido. Este procedimiento se emplea actualmente con diámetros de 45 a 120 cm.

PROCEDIMIENTO WESTERN FOUNDATION COMPANY (USA)

Este procedimiento a entubado perdido, permite colar al abrigo de agua. La obstrucción del tubo se obtiene mediante un bloque de punta de concreto prefabricado, cuya parte alta es ligeramente cónica y en la que el tubo se mete a presión. Se introduce en el tubo por la parte superior un mandril un poco más

corto con cabeza saliente. Golpeando este mandril, el tubo se ajusta sobre el bloque de punta del concreto y se acuña sobre el hasta que se llega al contacto entre el mandril y el bloque de punta, después de lo cual la percusión continúa produciendo el avance del conjunto. Cuando se ha alcanzado la profundidad deseada, se quita al mandril y se cuela en el tubo impermeable que queda al suelo.

ALGUNOS TIPOS DE PILOTES DE CONCRETO COLADOS EN EL LUGAR.

Pilote MC. Arthur de concreto comprimido.

Este pilote puede construirse hasta el diámetro del orden de 60cm. en forma satisfactoria, a través de cualquier suelo, siempre que no ceda lateralmente, cuando el concreto sea presionado.

El equipo de construcción comprende un ademe tubular y un embolo que se ajusta bastante bien en su interior. El procedimiento de construcción es el siguiente:

En primer lugar se hince el ademe circular con el embolo bajado hasta su parte inferior, logrando el nivel deseado, se retira el embolo y se rellena el ademe de concreto, enseguida, se extrae el ademe por tracción, asegurando el concreto con el peso del embolo, para evitar que sea arrastrado hacia afuera.

Pilotes Western.

Son una variante de los anteriores en lo que se acciona un embolo con un mecanismo de poleas, de modo que al ser extraído el ademe utilizando el martinete de hince, dicho mecanismo hace que el embolo presione el concreto para garantizar que este quede en posición dentro del ademe sin arqueado y sin arrastre cuando este es extraído (figura 25)

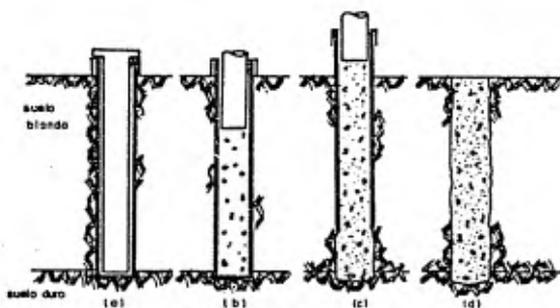


FIG. 25 Pilote Mc. Arthur.

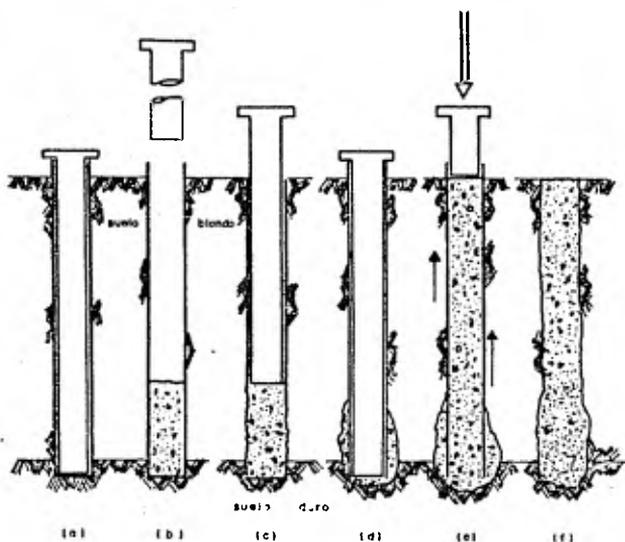


FIG. 26 Pilote de concreto comprimido de base ampliada.

Pilotes de concreto comprimido con base ampliada.

Estos pilotes tienen la ventaja en lugares en que el estrato es relativamente delgado y no es muy profundo; la base ampliada de menores esfuerzos de contacto, haciendo el papel de una zapa ta. También son útiles para lograr un buen apoyo en estratos de roca muy inclinada. El equipo utilizado incluye un ademe tubular hueco, con un embolo interior que ajuste bien con el. La operación para formar el pilote es la siguiente:

Se hince el ademe con el embolo metido hasta el fondo, a continuación se levanta el embolo hasta retirarlo del ademe y se llena este hasta una cierta altura, asegurando el concreto con el embolo y se rehince el ademe, con el embolo de nuevo llevando hasta el fondo, a través del concreto fresco, con lo que se produce la ampliación de base característica de estos pilotes. Se retira ahora otra vez el embolo y se rellena de concreto todo el ademe .

Finalmente se retira el ademe con presión hacia arriba, a la vez que con el embolo se da sobre el concreto la suficiente contrapresión hacia abajo para garantizar que el concreto no sea arrastrado y que el pilote resulte bien conformado y de sección constante.

Estas operaciones y la cantidad del suelo condicionan la ampliación que se obtenga. Formas alargadas son preferibles si el pilote ha de penetrar algo en un estrato de suelo resistente, -- formas aplanadas dan buen resultado para apoyo en roca (fig. N° 26).

En los pilotes Mc. Arthur de concreto comprimido y con base -

ampliada, esta forma dando golpes al concreto que se vació en el ademe en lugar de rehincar el sistema ademe-embolo a traves de -
El.

PILOTES SIMPLEX.

Este tipo de pilotes se pueden hincar a traves de suelos - blandos o relativamente duros. Se requiere que al retirar el ademe quede formado un buen molde para el vaciado de concreto por lo que deberá colocarse un ademe interior ligero en el caso de - que la consistencia del suelo no garantice dicho molde. En la - figura N° 27, se muestra esquematicamente la operación de cons - trucción, en la que debe notarse que la punta del dispositivo de hincado se pierde en cada pilote.

PILOTES BUTTON BUTTON.

Se utilizan cuando se desea un incremento con el área de apo - yo del pilote. Se han llevado a profundidades de 30mts. con fa - cilidad, soportando cargas del orden de 50 ton. ó algo mayores.

Hincado en ademe exterior hasta la profundidad deseada lle - vando en su extremo inferior una zapata independiente de concre - to precolado que se pierde en cada pilote, se introduce el ademe corrugado permanente hasta su fondo, este ademe se fija a la za - pata por un dispositivo especial que atornilla ambas partes.

Realizando esta operación, el ademe se rellena de concreto - y se extrae el tubo de hincado sin peligro, gracias a la fijación - del ademe inferior (fig. N° 28).

PILOTES RAYMOND CON ADEME METALICO DELGADO HINCADOS CON MANDRIL

Estos pilotes pueden usarse tanto para trabajar por punta co

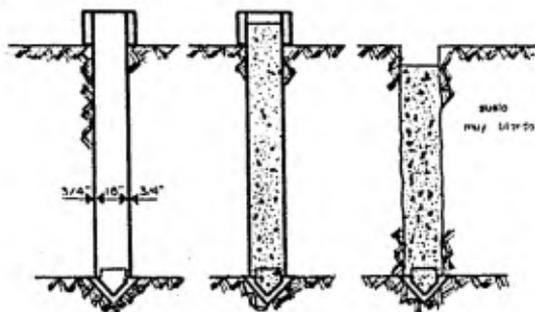


FIG. 27 Pilote Simplex.

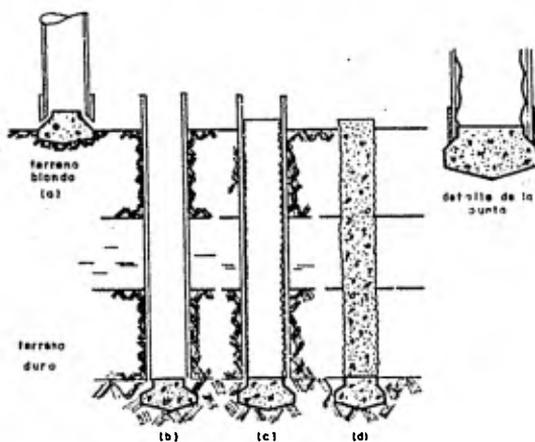


FIG. 28 Pilote Button - Bottom.

mo por fricción y en cualquier clase de suelo. El ademe corrugado es hincado por medio de una pieza denominada mandril, que penetra en su interior adoptando su forma y que se extrae una vez alcanzada la profundidad deseada. (figura N° 29)

PILOTES PREEXCAVADOS

Estos pilotes son sumamente ventajosos cuando se trabaja con un suelo blando que se desplace lateralmente durante la hincada -- de un pilote, en este caso perjudicando a otros previamente hincados; también son ventajosos cuando existe un gran número de pilotes muy próximos con lo que se presenta el peligro de levantar y desplazar a un pilote ya colado con el hincado de otro vecino. Basicamente estos pilotes se construyen como sigue: se hincan un tubo de acero con punta biselada hasta el estrato de apoyo, se extrae el tubo con el material que quedó en su interior. El material se vacía elevando el tubo y colocando un mandril fijo en su extremo superior que impida que el material suba con el tubo.

Después se vuelve a meter el cilindro con el mandril en su interior hasta el nivel de apoyo. Se extrae el mandril y se llena el cilindro de concreto; en seguida se presiona el mandril sobre el concreto y se extrae el tubo (figura N° 30).

Si el hueco de la excavación se cierra al sacar el tubo ó si hay dificultades de hincado al tratar de meter el tubo de una vez, puede trabajarse con dos tubos, uno dentro del otro, retirando en tramos el tubo interior, vaciándolo y volviéndolo a hincar, otra fracción; durante estas operaciones, el tubo exterior actúa como ademe que finalmente puede retirarse o ser dejado permanentemente.

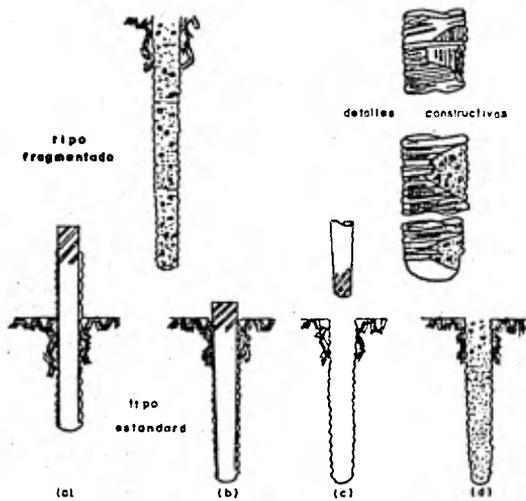


FIG.29 Pile Raymond.

PILOTES MIGA.

Estos son pilotes hincados a presión en pequeños tramos de -- unos 50cm., de longitud. Son muy eficaces para trabajos de reci-- mentación en que se disponga de poca espacio de maniobra. Las -- secciones generalmente cuadradas o circulares, tienen un hueco en el centro de unos 8cm., de diámetro, este hueco sirve para verifi-- car la construcción del pilote, además de armarlo el final del hin-- cado. El método de construcción consiste en hacer pequeña excava-- ción en cuyo fondo se coloca la primera sección del pilote con -- puntametálica, que se presiona con un gato para lograr su hincado en trabajo de recimentación, la reacción del gato la da la estruc-- tura existente. Hincado la primera sección, se le une una segun-- da por medio de un collar de acero, repitiéndose esta operación -- el numero de veces que sea necesario.

PILOTES FRANKI

Estos pilotes tienen la ventaja de poseer una base ampliada, -- de modo que transmiten esfuerzos menores, a la misma carga dada lo que es conveniente si el estrato resistente no es de mucho es-- pesor, otra ventaja radica en no precisar gran espacio de manio -- bra, pues el martillo de hinca, corre solo dentro del tubo que -- sirve de ademe al pilote (figura N° 31)

El procedimiento de construcción es como sigue: en primer lu-- gar se coloca la primera sección del tubo de hinca sobre la super-- ficie del suelo, parcialmente llena con una carga de concreto se-- co. A continuación, se golpea el concreto con un martillo de cal-- da libre, haciéndolo penetrar en el suelo seguido del tubo.

Una vez que se ha alcanzado un nivel un poca por encima del --

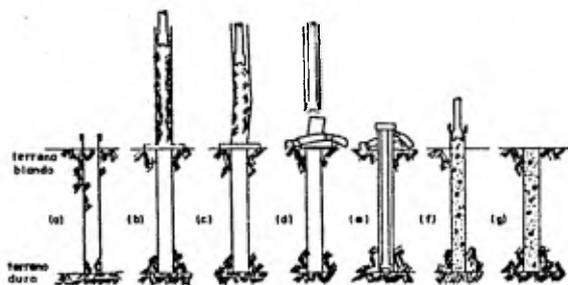


FIG. 30 Pilote preexcavado.

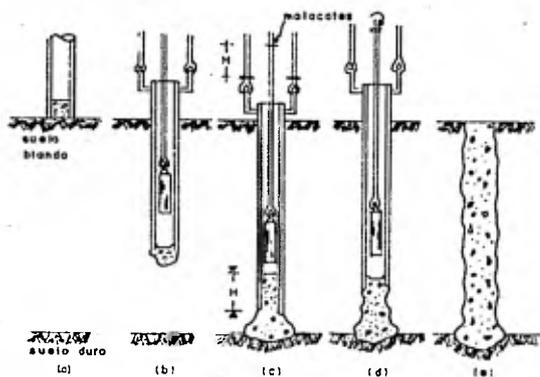


FIG. 31 Pilote Franki

desplante, se fija el tubo por medio de cables y hacia fuera del tubo, colocando más concreto, siempre golpeando con el martillo. Así se forma la base ampliada del pilote. Formada la base, se va vaciando concreto en el tubo, golpeándolo con el martillo a la vez que se extrae lentamente el tubo.

PILOTES HINCADOS POR ROTACION.

Estos pilotes son de concreto con agujero longitudinal en el que se aloja una barra, en cuyo extremo inferior del pilote va una hélice de diámetro mayor que el del pilote. Por rotación, el pilote alcanza el nivel deseado, tras lo cual se retira la barra y se rellena el agujero del pilote con concreto. La hélice se pierde en cada pilote.

VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS PILOTES DE CONCRETO COLADOS EN LUGAR:

VENTAJAS:

- El peso de las piezas puede ser manejado fácilmente.
- La variación de la longitud no presentan un serio problema la longitud de una pieza puede ser incrementado o decrementado fácilmente.
- El exceso de refuerzo para resistir los esfuerzos ocasionados por el manejo es eliminado.
- El peligro de la fractura de una pila durante su hincado es eliminado.

DESVENTAJAS.

- Los movimientos pequeños de la tierra en los alrededores de un pilote no reforzado, lo pueden romper.

- Las fuerzas de supresiones pueden ocasionar una falla por tensión en este tipo de pilotes.
- El fondo del pedestal del pilote puede ser asimétrico.

CAJONES.-

Los cajones de cimentación, como se dijo anteriormete se distinguen de los cilindros sólo por su forma paralelepípedica. Las técnicas para su construcción y manejo se describen brevemente - en lo que sigue, debiéndose observar que mucho de todo ello se - aplicable también al manejo de cilindros. Pueden distinguirse - dos casos que obligan a adoptar técnicas diferentes: que exista - ó no un tirante de agua en el lugar de colocación del cajón. Si no hay agua, el cajón de una o varias celdas puede hacerse como - en los cilindros.

Cuando en el lugar existe una tirante de agua, puede recu - rrirse a dos técnicas distintas. En la primera se lleva flotando al lugar un molde de acero, que constituirá la sección infe - rior del cajón; el molde reproduce la forma del cajón, de modo - que los futuros muros de las celdas de este aparecen como cáma - ras huecas entre dos láminas de acero en aquel. Ya en el lugar - se vacía concreto en el molde para ir colando los muros de las - celdas del cajón; este concreto sirve de lastre y hace que el - molde de acero descansa en el fondo. Ya en esta posición se tra - baja excavando el material dentro de las celdas, con lo que el - cajón es llevado a la profundidad deseada bajo el fondo del río, lago, etc. Por supuesto el molde debe tener una altura algo ma - yor que el tirante de agua en el lugar; si este es muy grande, - el molde podrá formarse por secciones, conforme se va hundiendo.

En la segunda técnica, se coloca un tablestacado de acero - que sobre salga del agua y que encierre la zona de construcción. El espacio interior se va rellenando de arena hasta que éste sobre sale del agua, a modo de isla. Así se logra hincar el cajón como si no hubiera tirante de agua.

CAJONES NEUMATICOS

Este metodo es seleccionado cuando el dragado a través de - los pozos abiertos pueda cuasar perdida del terreno alrededor - del cajón (lo que provoca asentamientos en las estructuras adya- centes), cuando obstáculos existentes impiden el hincado vertical del cilindro, cuando en el caso de cimentaciones bajo agua y en terrenos tales como arenas finas o cieno, estos fluyen bajo las - cuchillas cortadoras hacia el interior.

En estos cajones la cámara de trabajo (figura N° 32), esta - bajo aire comprimido a una presión que balancea o supera ligeramente la presión hidrostática del exterior del cilindro; con es - to se impide al flujo de agua y de suelo hacia su interior. Ade - más debe guardarse la precaución de que las cuchillas vayan lo - suficientemente abajo de la superficie interior del suelo, para - evitar serias pérdidas del aire a través del mismo.

Como debe asegurarse que no haya agua dentro del cilindro, - la construcción de las juntas, (ejem. cilindros de madera, acero y concreto), deberá hacerse con mucho cuidado, asegurando su se - llado por el interior empleando pinturas, impermeabilizantes ó - asfalto que cumplan con este objetivo.

Las ventajas del empleo de este método son entre otras, que -

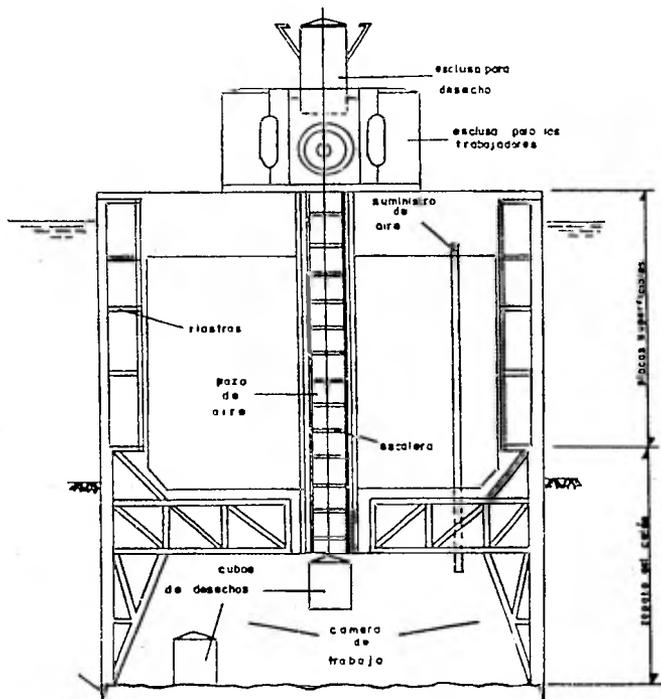


FIG. 32 Cajones neumáticos.

la excavación puede efectuarse a mano en el interior de una cámara de trabajo "SECA", que las construcciones por difíciles que sean son atacadas directamente y que se puede conocer el terreno de apoyo de una manera directa, y por último, que el concreto de la cimentación se coloca en seco, en condiciones ideales.

Sin embargo las anteriores ventajas se ven balanceadas por las siguientes desventajas: el proceso de hincado es más lento, necesitándose además para lograrlo de mayor cantidad de equipo de trabajo y los hombres que trabajen en su interior puedan permanecer a presiones de aire superiores a los 3.5 KG/CM², limitándose con ello a la profundidad de hincado en aproximadamente 36.00M., en condiciones normales.

CILINDROS.

Los cilindros y los cajones forman parte de las cimentaciones en que se busca un estrato resistente bajo un suelo de mala calidad a una profundidad económica.

No existe una distinción real entre cilindros y cajones aparte de la geometría.

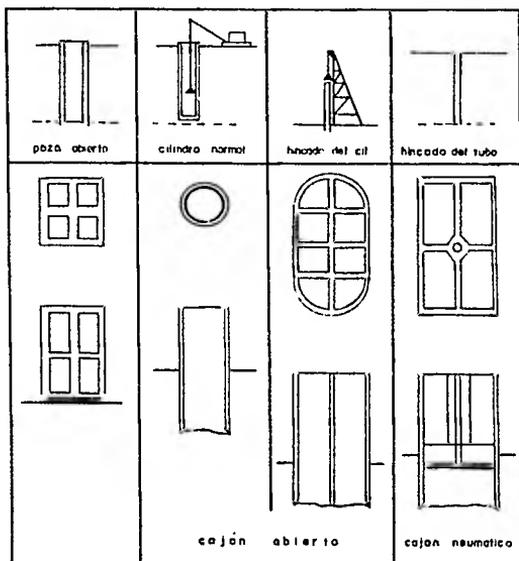
En México los cilindros se han usado mucho más aunque desde el punto de vista de la teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos o de los problemas constructivos, ambas formas de cimentación son muy similares, de manera que es aplicable a las dos lo que se diga una de ellas.

Los casos de utilización económica de los cilindros de cimentación son los siguientes:

- 1.- Cuando existen grandes concentraciones de carga en un elemento de cimentación como ocurre en los apoyos de puentes de grandes claros.
- 2.- En cimentaciones para grandes cargas en donde existe importante tirante de agua permanente.
- 3.- Cuando existen problemas de control de agua en cualquier excavación que haya de hacerse ó cuando el elemento de cimentación profunda vaya estar sujeto a severas fuerzas horizontales
- 4.- Cuando la presencia de bolicos o cualquier otro obstáculo haga difícil la hinca de pilotes.

Como cimentación profunda el cilindro tiene su competidor natural en el pilote ó en la pila, frecuentemente más económicos, - sobre todo el primero. El cilindro se hace ventajoso cuando la intensidad y concentración de las cargas se dan lugar a un número excesivo de pilotes en una determinada zona o cuando la construcción "IN SITU", ó la hinca de pilotes se dificulte por alguna causa.

En la (figura N° 33a), se muestran varios tipos de cilindros y cajones, hincados ó construidos de diferentes maneras. Las figuras (33b y 33c), ilustran la técnica de hincado conocida con el nombre de "POZO INDIO", en la que el elemento de cimentación penetra por remoción del material en su interior, por algún procedimiento ordenado que garantice una penetración uniforme, esta remoción se hace con cuchara de almeja y draga lo que constituye el método más frecuente para la hinca de cilindros en México. En la (figura 33d), se muestra la hinca manual, lo que produce proble -



CILINDROS, CAJONES Y METODOS SIMILARES

FIG. 33 a. Tipos de cilindros y cajones hincados ó construidos de diferentes maneras.

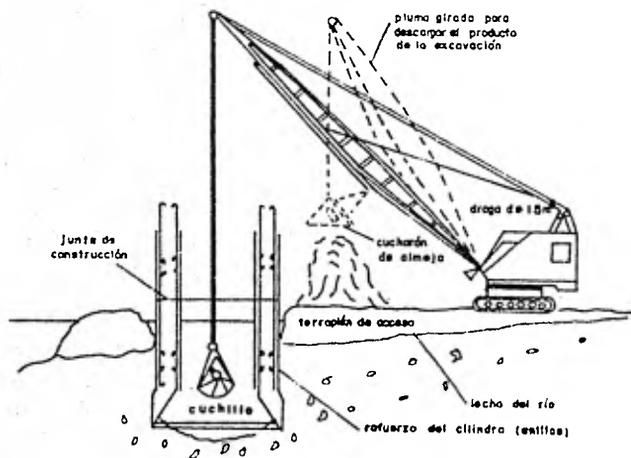


FIG. 33 b Técnica de biacode de paza indio.

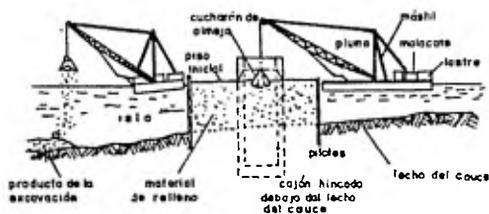


FIG. 33a Técnica de hincado de pozos ladio.

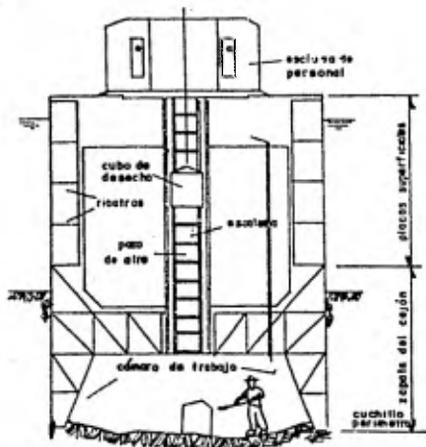


FIG. 33b Hincado mansel.

mas especiales para el mantenimiento de personal en la zona de trabajo que suelen exigir, la inyección y el mantenimiento de una atmósfera adecuada (método neumático).

Los cilindros se hincan generalmente en México, por el procedimiento de "Pozo Indio", excavando generalmente con draga en su interior hueco, con nivel de agua interior igual al exterior. La excavación debe hacerse de manera que el elemento descienda por peso propio o lastrado, pero sin desplomos. En cajones de celdas múltiples, la verticalidad del elemento se logra excavando alternativamente en las diferentes celdas. Al atravesar suelos blandos, arenas o arcillas, puede usarse el bombeo como método de extracción desde el interior del cilindro, inyectando agua limpia para mantener igualados los niveles de agua dentro y fuera del elemento.

Una vez que el cilindro ha llegado a su posición de proyecto se cuecla su tapón interior, generalmente bajo agua, con "Trompa de elefante". En ocasiones y cuando ello resulta fácil se ha extraído el agua del interior por bombeo para realizar un colado en seco, pero los peligros que entraña esta práctica (falta de fondo ebullición de arenas, etc.), seguramente no la hacen aconsejable en ningún caso.

En las primeras etapas de hincado el cilindro debe guiarse para mantenerse en posición. Después se irá colocando a medida que penetra de manera que resulta construido en tramos. La excavación debe llevarse siempre adelante del elemento, pero conviene que proceda demasiado o que se haga en forma desbalanceada. Cuando el peso propio no alcanza a vencer la fricción lateral, la pe-

netración del elemento puede ayudarse con lastre o con chiflonado; los chiflones deben colocarse de manera de dar un flujo helicoidal al agua ascendente, la cual es la principal ayuda para eliminar la restricción mencionada. Los chiflones que apuntan hacia la base del cilindro se tapan fácilmente durante el hincado cuando esta fijados en él. En ocasiones se ha combatido la fricción lateral introduciendo un lodo fluido entre la pared exterior del cilindro y el terreno natural.

El control de la verticalidad puede lograrse con lastre diferencial, por dragado diferencial enderezando la estructura por medio de cables, gatos, etc., ayudando al hincado por medio de estructuras exteriores que sirvan de guía y en los cajones más complicados, produciendo cámaras de aire convenientemente dispuestas.

Los chiflones pueden ayudar también a este fin siempre que la presión de agua sea suficiente para eliminar las causas de desplome, lo cual suele exigir valores superiores a 8 ó 10 KG/CM².

Los obstáculos que presentan para el hincado de grandes boleos suelen eliminarse con explosivos.

En la (figura 33e), se muestra la secuencia del colado bajo el agua con un bote de sondeo móvil.

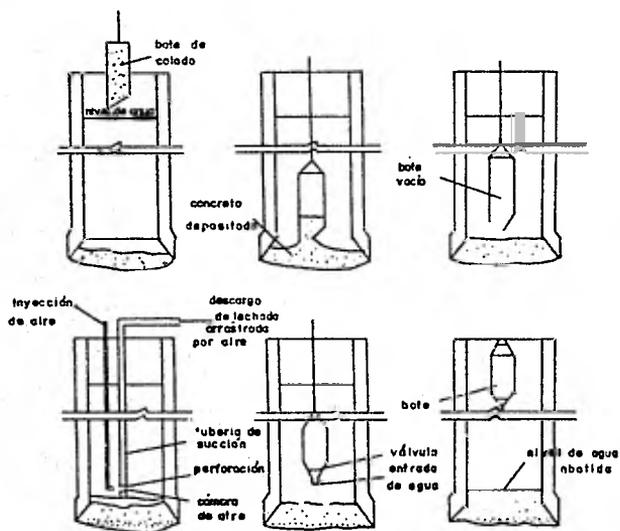


FIG. 33e Secuencia de colado bajo el agua, con un bote de sondeo, móvil.

III.- ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

1.- MUROS.-

Muros de Sótano.- El espesor mínimo de los muros exteriores - de sótano es de 20 cm., pero por lo general, se usan muros de 25 y 30 cm., de espesor, éstos deben impermeabilizarse adecuadamente y deben reforzarse para tomar las variaciones de temperatura, así como los esfuerzos de flexión ocasionados por el empuje de tierras.

Cuando el refuerzo de los muros de diseño, se colocan y se fija en posición de la misma manera que el de las columnas de estribos - los esfuerzos permisibles serán también iguales a los de dichas columnas, en donde la relación de esfuerzo vertical no debe ser mayor de 0.04.

El espesor de los muros de carga de concreto reforzado debe ser cuando menos de $1/25$ de altura sin soporte ó del ancho, cualquiera que sea el menor.

La relación del área de refuerzo horizontal de este tipo de muros no debe ser menor del 0.0025 y la del refuerzo vertical, si se compone de varillas, no debe ser menor de 0.0015 veces al área de la sección reforzada del muro.

Muros de Contención.- Un muro de contención es aquél cuyo propósito es resistir el empuje de un volumen de tierra u otro material. En la (figura N° 34), muestran los tres tipos de muros de contención: el muro de gravedad, (figuras 34a y 34B), se construye con dimensiones tales que el empuje de tierras se resiste sólo por medio de su peso; el muro en voladizo (figura 34C), construida de concreto reforzado, utiliza el peso de la tierra para resistir la tendencia a volteo que se presenta en el borde exterior y la losa vertical, apoyada en una base horizontal funciona como una viga en voladizo que resiste el empuje de tierras el muro de contrafuertes, - que se muestra en la (figura 34d), similar al muro de voladizo, con la diferencia de que la losa vertical se liga a su base a intervalos regulares, mediante muros trasversales triangulares.

Cimbra para muros.- Una cimbra típica incluye: el entarimado -

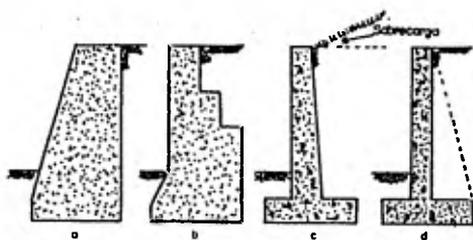


FIG. 34 Muros de contención.

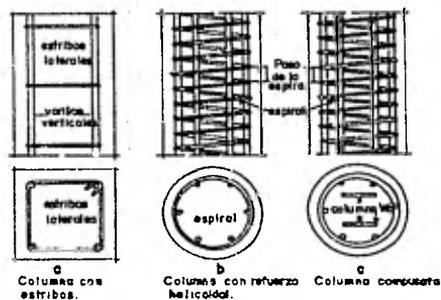


FIG. 37 Tipos de columnas.

soportes, pernos, largueros y puntales. Para éstas, en el entarimado puede utilizarse madera de 1" pulgada, 1 1/2 ó 2" pulgadas de espesor. Para el triplay lo encontramos con espesores de 5/8 ó 3/4 de pulgada (ver figura N° 35).

En las esquinas que forma el muro de concreto con la losa del piso se puede observar con detalle en la figura N° 36.

La continuidad en el alineamiento de los paños es una característica importante de la construcción de muros. A condición de que el diseño mecánico se haya estudiado minuciosamente y de que los paneles se hayan construido siguiendo técnicas comprobadas de construcción (con anclajes firmes y materiales de buena calidad), no debe representar un gran problema lograr tal continuidad. Debido a que es necesario controlar el colado, se debe analizar en el plan establecido junto con el supervisor ó jefe de equipo. Debe quedar claramente entendido que hay que colar el concreto en capas a una velocidad preestablecida. El jefe de equipo tiene que entender como va a colar, especialmente alrededor de los vanos, y debetener cuidado para no ahogar la cimbra.

Para el adecuado colado de todo el concreto se debe contar con un andamio de acceso, junto como algún medio de entrada a los vanos de la cimbra. Como resultado de algún desplazamiento o irregularidad local las cimbras que incluyen componentes modulares ó paneles individuales con frecuencia no logran producir el alineamiento correspondiente. Esto no se limita al concreto ordinario y a menudo es evidente donde se contruyen muros circulares. En obras (ó secciones de obras), circulares, el desplazamiento de la cimbra hacia dentro casi siempre es acompañado por un desplazamiento ha -

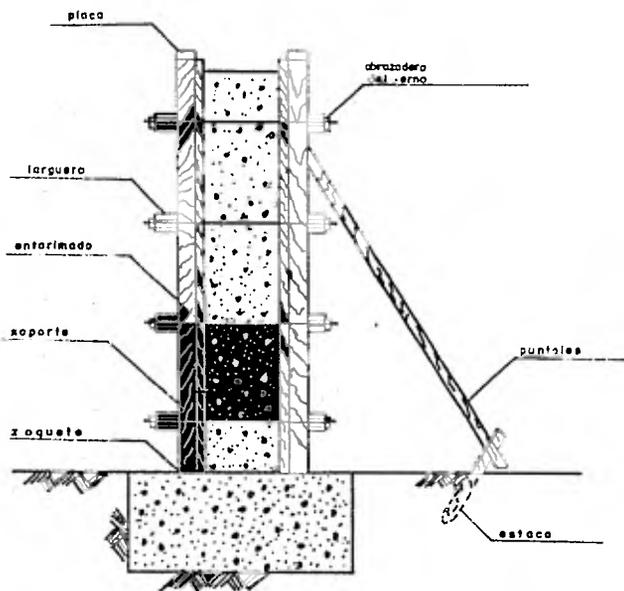


FIG. 35 Cimbra de madeira para muro de concreto.

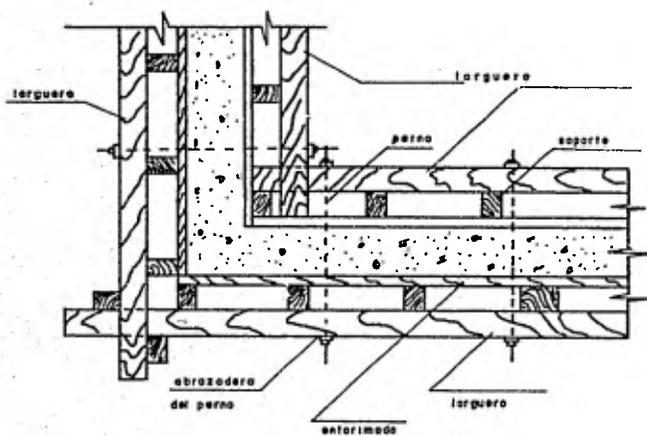


FIG. 36

Detalle de cimbra para la esquina de un muro.

cia afuera en algún punto de la curva.

La clave para lograr precisión consiste en fijar elementos rigidizantes continuos (como polines ó vigas), a todo lo largo de la cimbra con objeto de mantener el alineamiento requerido. Siempre debe colocarse un contraviento en tales elementos de continuidad, a fin de preservar una estructura lógica para la acumulación y distribución de la fuerza.

En donde se emplean rigidizantes tubulares largos ó de madera para formar la cimbra (y para acumular las presiones y transmitir las a los amarres ó puntales), los miembros individuales siempre deberán traslaparse. Donde haya interrupciones en la línea del muro, causadas por los vanos, los elementos ciegos ó las salientes que forman los muros, los elementos rigidizantes deben pasar sin interrupciones elejados del paño, a fin de mantener la continuidad del alineamiento.

Con las cimbras de madera y triplay, el elemento rigidizante ó madrina debe estar colado en el apoyo o inmediatamente arriba del mismo, con objeto de que el panel no se aleje de el debido a la reflexión causada por la presión del concreto lo cual permitiría que hubiera pérdida de la lechada. Cuando sea posible, los amarres deberán estar colocados de modo que las fuerzas que resulten de la presión sobre la superficie de la cimbra se transfieran al amarre por la vía directa. Los amarres deben mantenerse cerca del punto de apoyo; por ejemplo: entre el puntal y el elemento rigidizante.

Los vanos grandes en muros deben considerarse más bien en el cimbrado mismo, por lo menos en una cara de cimbra. Donde las velocidades de colado sean altas, se inserta el antepecho en cuanto

el concreto alcanza el nivel interior del vano, para evitar los parches ó los huecos que ocurrirían con las cimbras continuas. Se debe controlar estrictamente el colado del concreto en donde se empleen cimbras de inserción dentro de las cimbras continuas del muro colando el concreto a un lado del vano hasta que fluya al otro lado. Una vez que esto ha ocurrido, el colado puede continuar en ambos puntos. Durante el colado del concreto deben vigilarse cuidadosamente los miembros del contraventeado, con el propósito de asegurarse de que la vibración ó el impacto no desplacen los soportes vitales.

Siempre es conveniente disponer de cierto tiempo para analizar las juntas y los traslapes en el acero de refuerzo. A condición de que esto se lleve a cabo, durante la primera etapa del diseño de la estructura, resultará posible asegurar la continuidad del trabajo para los carpinteros y los trabajadores encargados de fijar el acero y se deben tomar medidas para que se cuente con acceso adecuado para el colado del concreto, de manera que los accesorios no estorben el trabajo.

Mientras se discute continuamente acerca de los méritos de técnicas como la de construir alternadamente, la formación de capas de mucho peralte y otras consideraciones detalladas, parece que las claves para el colado exitoso de muros son:

- Cimbras firmes con miembros continuos
- Recubrimiento capas de proporcionar el acabado de superficie requerido
- Método de colado del concreto claramente definido
- Acceso adecuado.

Las cimbras de los muros y las columnas se desprenden a temprana edad del concreto, y el curado del concreto expuesto siempre, es de vital importancia. Cualquiera que sea la técnica empleada, es esencial retener la humedad y proteger al concreto de la congelación del viento o del daño mecánico. A efecto de lograr máxima uniformidad en el aspecto, se tiene que resolver armónicamente el tiempo de descimbrado y el curado de cada capa o entreje. De nuevo, es conveniente una plática oportuna del diseñador con todos los que trabajan en una obra en la que se permiten especificar juntas estriadas o travesaños y en donde, lo ideal será que cualquier superficie, grande sea separada en un mosaico de áreas más pequeñas. Las variaciones de color, que inevitablemente ocurren, se dividen por una Matriz de líneas y ranuras que proporcionan una apariencia aceptable.

2.- COLUMNAS.-

Las columnas que constituyen el soporte principal de un techo o un piso deben tener un diámetro de cuando menos 25cm. ó, en el caso de columnas rectangulares, un ancho no menor de 20cm., y un área total no menor de 620 cm²; los apoyos auxiliares situados en puntos intermedios y que no son continuos de piso a piso del edificio pueden ser más pequeños, pero su ancho no debe ser menor de 15cm.

En general las columnas de concreto se clasifican de acuerdo con el tipo de refuerzo utilizado (véase la figura N° 37); estos tipos son a) columnas de estribos, en las cuales el refuerzo consiste en varillas longitudinales y estribos laterales separados, b) columnas con refuerzo helicoidal, en las cuales se colocan espi

rales con un paso muy pequeño y que envuelven a un núcleo circular de concreto reforzado con varillas longitudinales, c) columnas compuestas, las cuales además del concreto reforzado con varillas longitudinales y en espiral tienen ahogada una columna de acero estructural 6 de fierro colado por dentro del concreto d) columnas combinadas, que consisten en columnas de acero estructural cuya superficie queda ahogada cuando menos 6cm., dentro del concreto, excepto las cabezas de los remachez o tornillos; el concreto se refuerza con malla de alambre, rodeando la columna a una distancia de 2 a 3cm., por dentro de la superficie exterior.

En la actualidad se usan por lo común las columnas de estribos y las columnas con refuerzo helicoidal.

Columnas con estribos.- El refuerzo de este tipo de columnas consiste de varillas longitudinales y estribos laterales separados

La relación del área transversal efectiva del refuerzo vertical al área de la columna PG no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.08 y el refuerzo longitudinal consistirá cuando menos de cuatro varillas, siendo el tamaño mínimo de esta el # 5 (5/8").

El diámetro de los estribos, será de 6mm. (1/4"), cuando menos y su separación máxima deberá ser la menor de las tres distancias siguientes: 16 veces el diámetro del refuerzo principal, 48 veces el diámetro del propio estribo ó la mínima dimensión transversal de la columna. Cuando existan más de cuatro varillas verticales deben suministrarse estribos adicionales para mantener firmemente a todas ellas en su posición adecuada.

Columnas con refuerzo helicoidal.- El término columna con refuerzo helicoidal se aplica a una columna de concreto, reforzada con varillas verticales y una espiral de acero continua y muy cerrada, como se indica en la figura N° 37B, este refuerzo en espiral no sólo soporta el núcleo de concreto, si no que también suministra soporte lateral para las varillas verticales. Aunque las espirales de refuerzo se limitan casi por completo a columnas de sección circular o cuadrada, pueden emplearse también en secciones rectangulares.

La relación P_g entre el área del refuerzo vertical y el área total de la columna no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.08; - la cantidad mínima de varillas será de seis y su tamaño debe ser mayor o igual al # 5 (5/8).

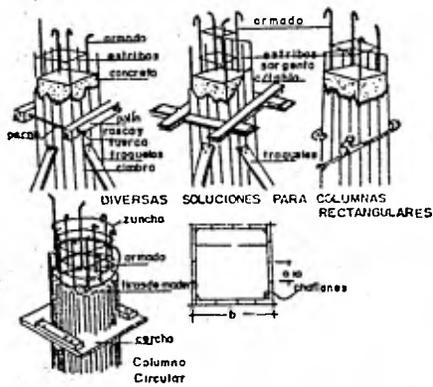
El refuerzo en espiral consistirá en separarlas uniformemente y mantenerlas firmemente en su sitio por medio de varillas separadoras verticales; el espaciamiento entre los centros de las espirales no debe ser mayor de una sexta parte del diámetro del núcleo y a separación libre no debe ser mayor de 7.5cm. ni menor de 3.5cm. o 1 1/2 veces el tamaño máximo del agregado grueso. El diámetro mínimo del material utilizado para las espirales será de 0.6cm. (1/4 pulgada), para varillas laminadas, o del # 4 para alambre estirado en frío.

Para cimbrar una columna de sección cuadrada o rectangular, - se procede a construir cuatro costados iguales las dimensiones laterales de la pieza a colar, en los cuales la duela o madera de contacto se clava permanentemente sobre travesaños colocados a 40 o 50cm. de separación y cuya longitud excede en 40cms. aproximadamente, al ancho del costado. Estos travesaños se colocan

de canto en tal forma que al hacerse la caja de columna, los correspondientes a dos caras opuestas monten exactamente sobre los de las caras laterales.

En esta forma se obtienen en las esquinas, una serie de ángulos rectos formados por las salientes de los travesaños en los cuales se pueden colocar cuatro polines que servirán para amacizar entre sí por medio de sargentos siendo los más usuales los metálicos del tipo de golpe, ó por medio de tirantes metálicos que pasan a través de perforaciones en los polines. También se usan pernos que sejutan costados paralelos mediante disposición de rocas y tuercas, como se ilustra. La caja así formada, se plomea por medio de cuatro puntales inclinados apoyados en cuñas empotradas en la losa ó en el terreno. En esta forma se logra la construcción de una pieza cuyo descimbrado es sencillo, rápido y sobre todo sin destruir la madera de contacto. Para evitar que se pegue al concreto a la vez que aumentar su duración, es conveniente engrasarla usando cualquiera de los productos usuales, como aceite lubricante quemado, grasa amarilla, aceite de linaza ó algún otro tipo de grasa especial a base de petróleo y parafina. Las dimensiones de las piezas colocadas, con objeto de aprovechar al máximo la madera de 10cm. de ancho, deben ser múltiplos de 10 menos 2.5cm., ó menos 5cm., dependiendo de la forma en que sean colocadas las tarimas.

Para los travesaños que unirán las diferentes tablas de los costados, se marco ya una separación de 40 a 50cm., pero es conveniente el dar algunas especificaciones a este respecto derivadas de la práctica. Para columnas de sección hasta de 30X30cm.-



Cimbra en Columnas.

se pueden colocar a cada 50cm., para las de 45X45 a cada 40cm., - y de esta sección en adelante a cada 35cm.

Es muy importante este detalle, pues al resolverlo correctamente se evita el flambeo deriva de la presión que ejercerá el - concreto sobre la tarima misma que se aumenta en el caso de que - se use vibrado para un perfecto colado de la pieza.

Para estos travesaños comunmente se usa madera de 3.81cm. - (1 1/2") ó 5.04cm. (2"), de espesor. Es muy conveniente, en las - cimbras formadas por dos tarimas, poner chaflenes de madera de - un centímetro con objeto de evitar que al descimbrar y posterior - mente, puedan romperse las aristas vivas que quedarían en otra - forma.

Cimbras de tubo de cartón o fibra (sonotubo).-

El elevarse cada día más el costo de la madera de cimbra, - por la tala desproporcionada de la riqueza forestal del país, - los técnicos proyectistas se han visto obligados a idear siste - mas que ahorren el consumo, prolongando lo más posible el uso de - la madera ó bien usando otros materiales. Muy en especial por - lo que respecta a la manufactura de cimbras para columnas redon - das, ha tenido gran aceptación en México el uso de cimbras he - chas a base de papel Kraft en forma de tubos, las cuales no es - posible usarlas más que una sola vez, pero ofrecen grandes venta - jas en lo que respecta a su costo y al magnífico acabado aparente que dan a las piezas.

El sonotubo es una cimbra de fibra para utilizarse una sola - vez en elementos de concreto. Se ha hecho uso amplio de estas - formas para el cimbrado de columnas, pilastras, pilotes, punta -

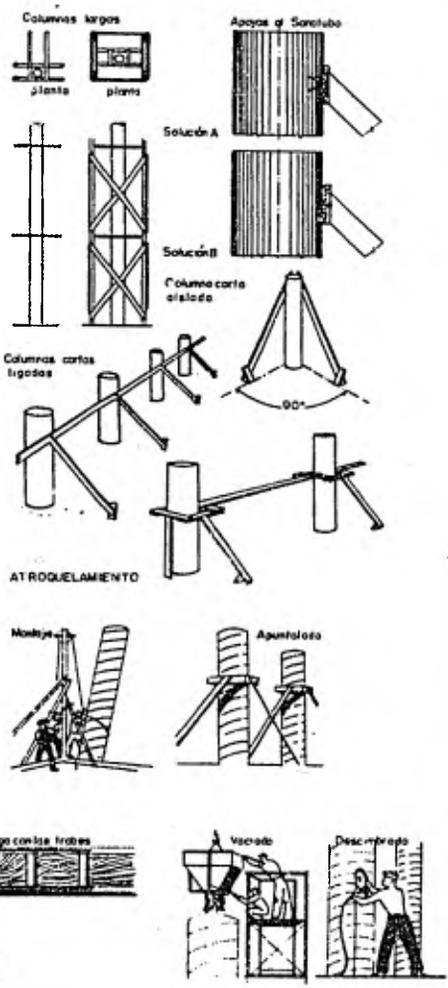


FIG. 38 Cimbra con sostenido.

tales, etc., su versatilidad funcional permite una fácil aplicación.

Las formas del sonotubo se fabrican en 21 diámetros interiores standard. Se puede proporcionar en tamaños especiales de 2.5 a 100cm. de diámetro interior. Se fabrica en longitudes hasta de 8mts. o mayores sobre pedidos especiales.

El sonotubo se fabrica en acabados interiores de materiales "A" y "W". El acabado "A" se recomienda cuando se necesiten columnas terminadas con una superficie limpia y lisa; el acabado "W" que cuesta un poco menos, se utiliza cuando se va a dejar la forma en columna.

El empleo lo podemos enunciar de la siguiente manera:

a).- COLOCACION

Debido a su peso tan ligero, pueden ser colocados fácilmente en su lugar.

b).- ATROQUELAMIENTO

Los sonotubos son rígidos por sí solos y necesitan un apuntalamiento mínimo para sostenerse erectos y perfectamente en su lugar (ver Figura N° 38)

c).- UNION A LA ESTRUCTURA

Pueden fácilmente ligarse estas cimbras a las trabes mediante varios procedimientos, aconsejándose entre ellos el uso de tiras metálicas que sujetan a ambos elementos.

d).- VACIADO

Los sonotubos absorben el impacto de las cubetas de colado sin deformación. Cualquier sistema de vibrado puede usarse dentro de ellos, no siendo recomendable usar vibrado sobre sus paredes.

e).- DESCIMBRADO

Se debe emplear un serrucho eléctrico con cuchilla de carborundo ajustado al espesor de la pared del sonotubo, debiéndose cortar éste en 3 secciones verticales (separadas cada una 120°), con lo cual se facilita su desprendimiento. Se recomienda hacerlo entre los 3 y 7 días después del colado.

f).- ACABADO

La pequeña marca del espiral que queda en la columna puede ser quitada fácilmente con cualquier piedra de carborundo ó cualquier abrasivo de igual calidad.

Cimbras de Asbesto-Cemento. - Este material por las ventajas que reporta, ha sido usado para cimbras, sobre todo en lo que respecta a columnas circulares, en las que se emplean tubos de dicho material, coland dentro de los mismos la sección de concreto previamente calculada y quedando como superficie exterior la del tubo de asbesto. En algunos casos y no siendo un procedimiento muy usual; se utilizan láminas lisas en condiciones similares a las del Fibracelo triplay.

El aspecto más importante del colado de columnas implica obtención de un buen concreto, denso y bien compactado. Frecuentemente el acceso para efectuar las operaciones de vibrado y compactación está congestionado por las varillas salientes o por las conexiones por las vigas que contienen la estructura de concreto armado.

A pesar de que a menudo la mecánica de la presión se entiende con respecto al colado del concreto en columnas, las grandes presiones generadas dentro de las columnas altas y delgadas frecuentemente no se tiene en cuenta. Por fortuna, la versátil abrazadera de la columna, que se emplea para fijar los lados de esta generalmente esta disponible en la obra, por lo que no se cometen demasiadas fallas.

La cimbra de la columna debe montarse de manera tan precisa como sea posible, y fijarse con rigidez para el colado del concreto. Se debe tener mucho cuidado, durante el colado del concreto, de reducir el impacto y la descarga que produce en la cimbra desde una altura excesiva.

En donde sea posible los contravientos deben estar apoyados-

en el concreto ya colado, o en anclas especialmente colocadas y fraguadas en los bloques de lastrado. El escaso esfuerzo que implica encontrar una fijación sencilla, un casquillo o algún dispositivo de anclaje para fijar el pie o la placa del puntal, se compensará ampliamente con el montaje preciso de la columna. El ajuste final de la verticalidad debe realizarse cuando se este a punto de terminar el colado del concreto, y especialmente mientras el concreto aún esté fresco. Esto ayuda a impedir cualquier daño en el concreto en proceso de endurecimiento en las juntas más críticas que se encuentran en el apoyo, entre el piso y las trabes.

Las columnas inclinadas requieren de mucha atención en el sentido de que se debe combinar una compactación completa con colados progresivos y controlados. En donde resulte posible es conveniente usar amarres mecánicos en los apoyos. Para evitar que la cimbra se desplace hacia arriba durante el colado, se emplean tensores, trenzas o casquillos. También se deben hacer conexiones en donde los puntales inclinados soporten un miembro de la columna. Es recomendable dejar su posición a los miembros inferiores del ancho de la columna mientras se quitan las otras caras, y hasta que se haga una conexión estructural con la viga o con la losa.

TRABES.-

En muchas ocasiones se presentan ciertos problemas idénticos en el diseño de vigas de concreto reforzado; en la figura N° 39- muestran tres tipos de claros de vigas: un claro simple sin restricción en los extremos, un claro extremo y claro interior. La carga total sobre cada viga es W , la carga uniformemente distribuida que actúa sobre un claro; se da también la información de-

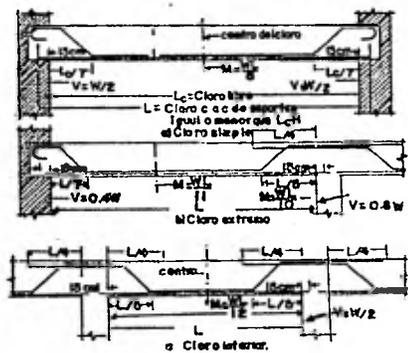


FIG. 39 Tipos de claros de vigas.

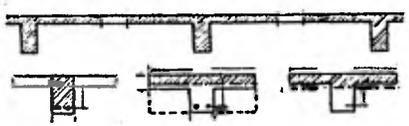


FIG. 40 Vigas "T"

diseño importante para cada tipo de viga.

El refuerzo longitudinal de tensión puede consistir de un sistema de varillas dobladas y rectas, o de un sistema de varillas rectas solamente, algunas de ellas en la parte superior de la viga y el resto en su parte inferior; en la figura N° 39, se muestran sistemas de varillas dobladas y varillas rectas. Teóricamente las varillas se doblan hacia arriba en los puntos de inflexión y estos puntos se indican como fracciones de L . el claro se muestran las longitudes necesarias de las varillas, para suministrar la adherencia, necesaria.

Si se usan varillas rectas para formar los momentos negativos sobre los apoyos, las longitudes de anclaje deberán ser iguales a las longitudes mostradas para las varillas dobladas; en donde se muestra la longitud de $L/4$ podría haber $L/4$ ó $1/7$ diámetros de la varilla cualquiera que sea la mayor.

Se muestra el cortante vertical máximo y el momento flexionante máximo para cada viga; estas son magnitudes que se emplean usualmente pero algunos diseñadores prefieren usar otros valores. Por ejemplo en la figura N° 39c se muestra $WL/12$ como el valor del momento flexionante máximo para un claro interior mientras que ciertos códigos recomiendan utilizar $WL/11$ para el momento negativo en la cara del apoyo y $WL/16$ para el momento positivo en el centro del claro. El valor de V en el primer apoyo interior de un claro extremo se muestra como $0.6W$ mientras que algunos códigos recomiendan $1.15W/2$ ó $0.575W$. Los momentos flexionantes se calculan por lo general tomando L como claro libre entre las caras de los apoyos; para claros simples, L se to-

ma adecuadamente igual a la distancia entre centros de apoyos, - pero no mayor que la distancia igual al claro libre más el peralte de la viga.

VIGAS "T".- Cuando se cuelean al mismo tiempo una viga, y una losa dando como resultado una construcción monolítica, parte de la losa a cada lado de la viga puede considerarse como el patín de una viga en forma de T. La parte que queda por debajo de la losa sirve como alma, llamandosele a veces nervadura; la sección T, calculada como tal, representa una forma económica de construcción (ver figura N° 40), como el caso de las vigas rectangulares, en las vigas T, simples el concreto situado por encima de la superficie neutra resiste los esfuerzos de compresión y las varillas principales de refuerzo por tensión resisten todos los esfuerzos por este concepto.

Cuando el refuerzo principal de una losa considerada como el patín de la viga T, es paralelo a dicha viga, debe suministrarse refuerzos transversal en la losa, el espaciamiento de las varillas de este refuerzo no debe ser mayor de 5 veces el espesor de la losa o de 45 cm., en cualquier caso.

Cuando las dimensiones de la sección transversal de una viga están limitadas por condiciones arquitectónicas o estructurales - el área de concreto suministrada puede ser insuficiente para tomar los esfuerzos de compresión; en estas condiciones, para resistirlos se coloca refuerzos de acero en la parte de la viga en donde existen dichos esfuerzos, supliendo así al concreto. Las vigas que se refuerzan tanto por tensión como por compresión se conocen como vigas doblemente reforzadas. Para mantener las va-

varillas de compresión en su sitio deben sujetarse por medio de estribos de diámetro no menor de 6.3mm., (1/4 pulgada), separados a distancias no mayores de 16 diámetros de la varilla ó 48 diámetros del estribo; los estribos deben usarse en toda la longitud en que se requiere el refuerzo de compresión, además de dar soporte lateral, dichos estribos sirven para resistir la tensión diagonal.

En el caso de estar proyectada la estructura con travesaños por arriba, la cimbra de estos elementos es similar a los de las travesaños de cimentación.

Si las travesaños están por abajo de la losa, se procede a construir por separado el fondo y los costados. Es conveniente utilizar para la construcción del fondo, madera más gruesa que para los costados, y la madera de contacto que constituye el fondo se clava sobre travesaños de canto, colocados de 40 a 50 cm. de distancia uno de otro, los cuales tienen 60cm. más de longitud que el ancho del fondo mismo, con objeto de permitir en el atornillamiento de las tarimas de costados. Los costados se clavan de la misma forma que el fondo, sobre travesaños que sobresalgan en la parte inferior 10cm., quedando al paño en la parte superior. Para soportar el fondo en su posición se construyen los elementos de sustentación por medio de un polín en cuya cabeza va colocada una cruceta apuntalada por dos tirantes transversales. Sobre estas crucetas colocadas a un metro de separación y apuntaladas entre sí convenientemente se colocan dos polines o una viga acostada sobre la cual se monta el fondo y a continuación los costados los cuales se mantienen en su posición por medio de una pieza -

clavada en el saliente de los travesaños del fondo y que denominada "charrancho".

En esta forma se evita que los costados se abran en su parte inferior al recibir la carga del colado.

Con objeto de evitar que se deformen en su parte superior, - deben clavarse, con clavo apuntado una serie de travesaños inclinados uniendo la parte superior del soporte del costado con el saliente correspondiente del soporte del fondo (ver figura N° 41)

LOSAS.-

Existen en general cuatro tipos de sistemas de piso de concreto reforzado.

- 1.- Sistema de losas macizas con vigas, en una dirección
- 2.- Sistema de losas macizas con vigas, en dos direcciones
- 3.- Pisos de losas nervadas, llamados en ocasiones pisos nervaduros.
- 4.- Losas planas o pisos sintrabes, macisos o nervaduros.

1.- Losas en una dirección.- El tipo de concreto reforzado más comúnmente usado es probablemente el que consiste de una losa maciza apoyada sobre dos vigas paralelas, las cuales descansan sobre trabes y estas a su vez sobre columnas; el refuerzo de la losa en una sola dirección, de viga a viga, por lo que estas se conocen como losas en una dirección, o losas macizas en una dirección su espesor es uniforme y no tiene material de relleno. La cantidad de vigas que haya en un cierto tablero depende del espaciamiento entre columnas y de la carga viva que deba soportarse; la separación entre las vigas es uniforme y por lo general se --

apoyan en el centro de las traveses o en los tercios de su claro.-

Este tipo de estructuración se llama piso de vigas o traveses fácil de construir y la cimbra necesaria es bastante sencilla

El peralte efectivo y el acero de refuerzo por tensión se calculan para la faja de un metro de ancho y se forma el mismo espaciamiento de varillas, para todo el ancho de la losa; además del refuerzo de tensión, se colocan varillas en el sentido paralelo de las vigas, las cuales se conocen como varillas o refuerzo de temperatura.

Su tamaño y separación dependen del espesor de la losa y su función es absorber el efecto de las contracciones y los cambios de temperatura, así como distribuir las posibles contracciones de carga sobre áreas mayores.

Refuerzo por contracción y temperatura.- Las losas de piso y de techo con refuerzo en una sola dirección deben reforzarse también para resistir los esfuerzos de contracción y de cambios de temperatura colocando varillas en una dirección perpendicular a las varillas principales de tensión. En ningún caso deben colocarse dichas varillas a una separación de cinco veces el espesor de la losa ni a más de 45cm.

Refuerzo por tensión en losas. El espaciamiento máximo del refuerzo principal de tensión en losas de piso y de techo es igual a tres veces su espesor pero no más de 30cm.

2.- Losas en dos direcciones o losas apoyadas en cuatro lados.

Por lo general, cuando un tablero de piso es cuadrado o casi

cuadrado y sus cuatro lados descansan sobre vigas, es económico-utilizar dos juegos de varillas de refuerzo, colocadas en ángulo recto uno con respecto al otro. Estas varillas transmiten las cargas a las cuatro vigas o muros de apoyo y las losas reforzadas de este modo se conocen como losas en dos direcciones o losas apoyadas en cuatro lados.

El tipo de cimbra que se usa para los sistemas de losas mencionados anteriormente es muy parecido por lo que a continuación describiremos el tipo de cimbra que se usa.

Para proceder al cimbrado de la losa, conviene construir una serie de tarimas ó cajones de dimensiones apropiadas, de acuerdo con los claros de cubrir, constituidas por un forro de cimbra de contacto clavado sobre un armazón rígido de madera más gruesa colocada de canto. Estas tarimas se pueden hacer con todo cuidado escuadrando en el colado. Se colocan una junta a otra sobre una estructura inferior constituida por polines o largueros, espaciados entre sí un metro como máximo, que descansan sobre vigas normales colocadas de canto y espaciadas convenientemente, las cuales, a su vez se apoyan en los polines, o pies derechos, a los cuales quedan unidos por medio de cachetes. En esta forma se construye la tarima lo más ajustada posible al tamaño del claro para cubrir, y los ajustes se ejecutan por medio de tiras de madera colocadas entre el extremo de la tarima y la parte superior del cohete de la trabe. Estas tiras de ajuste son originadas por salientes de las columnas con respecto al ancho de la trabe y presentan la facilidad de retirarlas y tener así un espacio suficiente para proceder a despegar las tarimas centrales, tanto

los puntales que soportan la cimbra de la losa, como los que soportan el fondo de las trabes, deben quedar apoyados en su parte baja sobre piezas de arrastre que transmiten la carga ya sea al terreno o la losa de apoyo, ajustandolos por medio de cuñas, las cuales se quitan al efectuar el descimbrado y evitar así que las tarimas se desprendan y deterioren al caer al suelo.

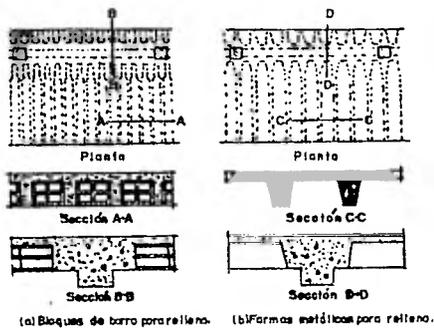
Para efectuar el descimbrado del conjunto, primeramente se quitan los cachetes de las trabes; a continuación se retiran las tiras de ajuste de la cimbra de la losa, se quitan las cuñas de los puntales que sostienen la estructura inferior de dicha cimbra y se procede a despegar cuidadosamente las tarimas de la losa; por último se retiran los puntales del fondo de la trabe y el fondo del mismo

Antes de colar es conveniente proceder al contraventeo, en ambos sentidos, de todos los polines de la cimbra, así como dar algo de contra flecha tanto en el centro de las losas, como en el centro de las trabes, para evitar la deformación por descenso de la cimbra al cargar el concreto, así como para evitar el aspecto meramente óptico del "colgado de las trabes"

3.- Construcción a base de largueros o nervaduras de concreto.

Este tipo de pisos consiste en largueros o nervaduras y losas coladas monolíticamente sin ningún relleno y se llama también a veces losa nervadura.

En la figura N° 43a. se muestra una losa nervadura típica, con bloques de relleno hechos de barro; las dimensiones de los bloques utilizados, generalmente son de 30X30cm., con espesores



(a) Bloques de barra para relleno. (b) Formas metálicas para relleno.

FIG. 43 Losa de nervadura típica.

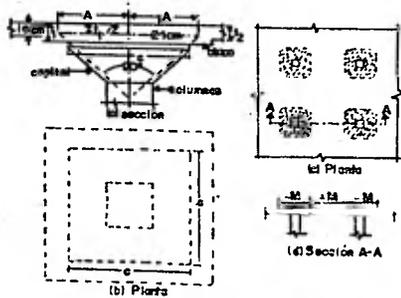


FIG. 44 Losa plana.

de 10, 15, 20, 25 y 35 cm. La capa de concreto que se coloca por encima de los bloques es por lo general de 5 ó 6cm. de espesor y el refuerzo puede consistir en dos varillas una recta y una doblada parte superior ó inferior del alma. El refuerzo de temperatura consiste en malla de alambre o varillas colocadas en ángulo -- recto de las nervaduras.

Con frecuencia se usan formas metálicas de relleno para los pisos nervurados; las formas son por lo general de 90cm. de longitud con peraltes de 15, 20, 25, 30, 35, 40, ó 50cm. y se colocan de tal manera que obtengan un alma de 10 a 18cm. de ancho en el punto más bajo. Los anchos de las formas son por lo general de 50 ó 75cm.

Algunos reglamentos antiguos especifican que el claro máximo de una nervadura no debe exeder de 24 veces el peralte total de losa y alma juntas.

4.- Pisos de losa plana.- Un piso de este tipo consiste de una losa rectangular relativamente grande, soportada directamente sobre columnas sin vigas ni trabes; la losa se refuerza generalmente con varillas en dos direcciones y puede ser de espesor uniforme, o bien engrosar un área simétrica, más ó menos cuadrada, directamente encima de la columna, como se indica en la figura N° 44a. Esta area de espesor aumentado se llama abaco. En pisos de este tipo se acostumbra utilizar columnas con cabezas o con capiteles, dichas columnas son cuadradas por lo general pero también se usan secciones rectangulares o circulares.

En ocasiones se usan columnas sin capiteles, para lograr una losa completamente plana, este tipo de piso se llama placa plana.

Los pisos de losa plana son económicos en cuanto al uso de los materiales y suministran construcciones rígidas, son adecuados en particular para edificios industriales con cargas vivas muy grandes y en aquellos edificios en donde no existe objeción en cuanto a los capiteles. Entre las ventajas que se adjudican a las losas planas están la mayor sencillez de la cimbra, una mejor iluminación debido a la ausencia de vigas y trabes, en ahorro en la altura total para alturas libres dadas, superficies uniformes para colocar sistemas contra incendio o tubería y por último, debido a la ausencia de esquinas sobre salientes, una mejor resistencia al fuego.

Un método de refuerzo más común para losa plana es el sistema en dos direcciones, que consiste en dos juegos de varillas, colocados paralelamente a las líneas de centros de las columnas.

En la figura N° 44 c, se indica parte del área de un piso de losa plana y los cuadros presentan las columnas.

Las losas deben tener una cantidad mínima de acero para que trabajen como elementos reforzados y para que estén debidamente reforzados contra agrietamientos producidos por contracción y temperatura. Se recomienda generalmente que la separación de las varillas no exceda de dos ó tres veces el grosor de la losa y que el porcentaje de refuerzo por contracción y temperatura sea por lo menos de 0.2 por ciento de la sección total de concreto.

A continuación describiré algunos tipos de losa plana, ya que en la actualidad existe un sin número de métodos, pero en general su procedimiento constructivo es muy similar.

Entrepiso reticular celularado. - Es una losa liviana de espesor uniforme que se apoya directamente en las columnas, sin necesidad de trabes de carga entre columnas o intermedias. La losa reticular se forma mediante la combinación de elementos prefabricados de concreto simple en forma de cajón, con nervaduras de concreto reforzado coladas en el lugar que formán un retículo que rodea por sus cuatro costados a los bloques prefabricados.

Estos cajones prefabricados se colocan sobre una cimbra plana, dispuestos por pares, uno de fondo y otro de tapa que forman una célula interior cerrada; en el espacio que queda entre los bloques se coloca el refuerzo y se cuela el concreto de las nervaduras. Los cajones y las nervaduras pasan así a formar nervaduras de sección doble "T", que son elementos resistentes de entrepiso-reticular celularado, como se aprecia en el corte esquemático de la figura N° 45, en la que (a), representa la nervadura de concreto-armado y (b), los cajones precolados, el inferior o el superior.

Para que las secciones doble "T", mencionadas sean estructuralmente correctas, debe administrarse, un monolitismo absoluto - entre los elementos prefabricados y el concreto colado en el lugar. Este monolitismo está garantizado por los siguientes hechos 1) el proceso de la fabricación de los bloques deja sus caras laterales muy asperas, lo cual permite una buena adherencia entre - ambos materiales; 2) el bloque prefabricado queda en la estructura completamente rodeado por el concreto colado en el lugar, y 3) el retículo de viguetas colocadas en la obra, desarrolla su normal contracción durante el fraguado, que aplicada en el contorno del cajón produce un consecuente mejoramiento de la adherencia.

Por otra parte los ensayos de deformación y rotura de losas experimentales, confirmó que su comportamiento corresponde al de un conjunto monolítico de bloques prefabricados y concreto colado en el lugar.

Los bloques precolados se fabrican en tres peraltes diferentes 20, 17.5, 12.5 cm., en planta, las dimensiones standard son 85 X 85 cm., 85 X 75 cm. y 65 X 65 cm. Las medidas 85 X 65 cm. y 75 X 65 cm. se fabrican solamente sobre pedido. Combinado adecuadamente varias medidas de bloques y haciendo variar ligeramente el ancho de las nervaduras se puede cubrir cualquier claro.

El concreto utilizado en la fabricación es de una resistencia máxima de 140 KG/CM² a los 28 días. El espesor de la pared del bloque es de 15. cm. y el del fondo es de 1.5 a 3.0 cm.

La relación entre el volúmen del material necesario para fabricar el bloque y el volúmen global ocupado por el mismo, es de las más bajas conocidas para elementos prefabricados de esta naturaleza.

En efecto, con 20 litros de concreto se fabrica un elemento que en promedio ocupó un volúmen de 100 litros. La relación de volúmen compactado a volúmen global es así solamente del 20 % .

La cimbra debe ser completamente plana, de madera o metálica y cuidadosamente nivelada desde el principio. Se pueden utilizar ventajosamente tarimas estandarizadas que se recuperan fácilmente

Cuando la cimbra se va a apoyar, sobre una losa reticular ya construida., los puntales deben colocarse con entera libertad en cualquier punto de la losa, teniendo cuidado de calzarlos con

trozos de tabla cuando quedan sobre los bloques.

De acuerdo con la distribución reticular de bloques indicada en los planos constructivos, se trazan sobre la cimbra los espacios que corresponden a las hileras de cajones que van en el perimetro de la losa y se colocan dichos cajones. Para ello conviene indicar sobre la cimbra la posición de estos bloques con trazos que no necesitan ser continuos. Las hileras interiores de bloques se localizarán fácilmente mediante reventones tomados desde los bloques del contorno.

Colocación de los bloques.- Puede hacerse simultaneamente con el trazado del retículo. Si la losa esta formada por bloques de diferente peralte 17.5 y 12.5 cm. por ejemplo, para tener un peralte de 30cm., el bloque de mayor peralte es el que conviene colocar en contacto con la cimbra. El manejo y colocación de los bloques se hace facilmente a mano. Debe procurarse que asienten bien sobre la cimbra: Al colocar el bloque que sirve de tapa debe tener cuidado de que quede fijo, sin moverse o tamballearse al circular por encima de el, para evitar roturas. El bloque superior puede colocarse con la ayuda de ganchos de varilla habilitados en la obra, que se retiran una vez que el bloque quede en su posición correcta sobre el bloque inferior. Ambos bloques el inferior y el superior, se mantienen en sus posiciones por peso propio, sin necesidad de sujetarlos de manera especial.

Colocación del refuerzo.- Para obtener un recubrimiento adecuado del refuerzo, conviene colocar calzas que pueden ser concreto precolado, de 2cm., de espesor a razon de una por cada bloque sobre las cuales se tienden las varillas del refuerzo in-

ferior, primero en un sentido y luego en el otro. A continuación se ponen los estribos, también en ambos sentidos, y se amarran en la posición indicada en los planos constructivos. Finalmente se coloca el refuerzo superior, primero en un sentido y luego en el otro, y se amarra a los estribos. En la zona de capitel, que es la que corresponde a los cuatro bloques situados alrededor de una columna, debe revisarse cuidadosamente la colocación del refuerzo, pues es la zona sometida a los máximos esfuerzos.

La disposición del refuerzo es muy sencilla, a base de varillas rectas. En las viguetas de capitel, que son las que van de columnas a columna y las dos laterales, generalmente se colocan dos varillas abajo y arriba, aumentadas en el capitel en la cantidad necesaria para tomar los esfuerzos. En las viguetas centrales generalmente se dispone solo una varilla inferior y una superior.

Colado.- Una vez ejecutadas las instalaciones eléctricas y colocado el bloque superior, puede procederse al colado de las nervaduras del retículo. El concreto debe colocarse y vibrarse muy cuidadosamente, teniendo especial cuidado en la compactación de la zona del capitel. Los costados de los bloques deben mojar-se antes de colocar el concreto. En las nervaduras del centro -- de claro entre columnas que son más angostas que la de capitel, -- debe vigilarse la colocación del concreto para asegurar que llene bien el reducido ancho de la nervadura. Una vez que el concreto llegue al nivel del piso del bloque superior, se enrasa con este.

Para colados interrumpidos debe seguirse siempre las prácticas establecidas en la construcción, dejando las juntas en los si

tios de menores esfuerzos, colocando cachetes en las nervaduras - para que el concreto vecino a la junta tenga una buena compactación. Durante los colados puede circularse libremente sobre los bloques, e incluso pueden utilizarse carretillas de llantas de hule para llevar la revoltura. Para el curado de la losa se mantendrá la humedad de las nervaduras durante unos tres días después de colar.

El proceso de descimbrado es una operación muy fácil y rápida porque la cimbra se adhiere solamente al concreto de las nervaduras. Esto hace que la madera se conserve mucho mejor y tenga mayor duración.

Entrepiso tipo placas planas con tubos de cartón comprimido -

Este sistema sirve para eliminar o reducir su mayoría las desventajas inherentes a las losas de concreto tipo "Placas Planas",

Este sistema consiste esencialmente en colocar tubos de cartón comprimido con sus extremos cerrados para evitar la entrada del concreto dentro de los mismos. Los tubos se colocan aproximadamente al centro del peralte de la losa, excepto en aquellas zonas donde el esfuerzo constante es crítico, según se indica en la figura N° 46

Las ventajas más importantes que se obtienen en el uso de este sistema son las siguientes:

- 1.- Reducción en el peso propio de las losas. El peso propio de estas losas con tubos de cartón comprimido es de 400 KG /CM² como promedio para claros de 6.00X6.00mts. Esta reducción en peso se refleja en una economía considerable -

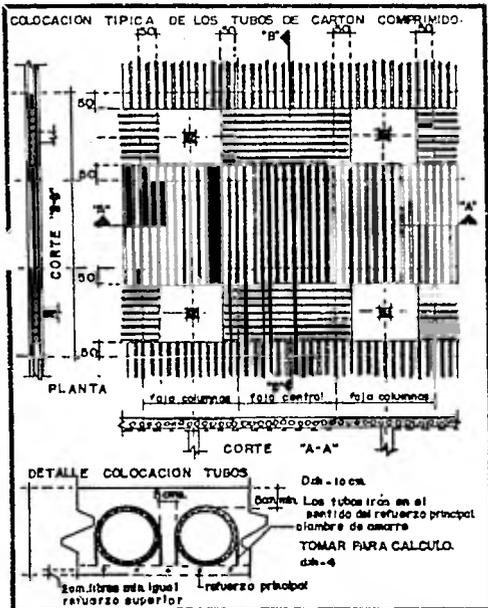


FIG. 46 Entrepiso tipo placas planas, con tubos de cartón comprimido.
Detalle de colocación de tubos.

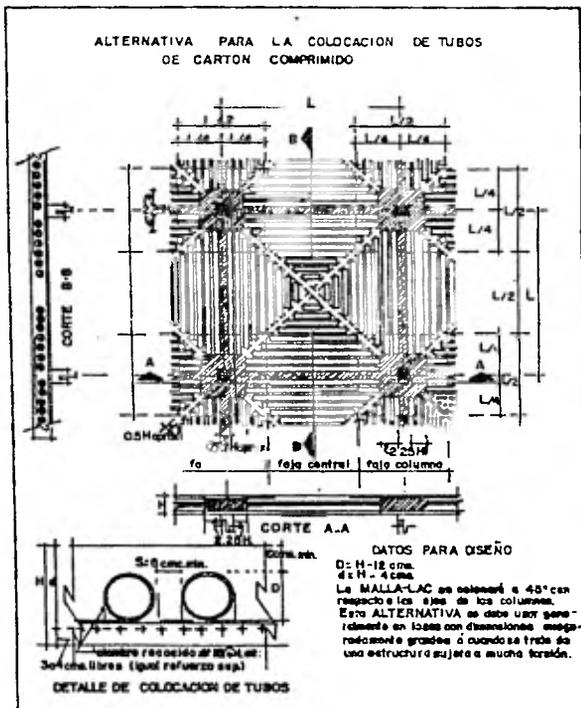


FIG. 46 Alternativa de colocación de Tubos de Cartón para casos considerables ó casos especiales.

en la cimentación, sobre todo en edificios de varios pisos.

- 2.- Reducción en la cantidad empleada de refuerzo. Esto se debe, primero a que pueden incrementar los peraltes mínimos de las losas sin aumentar el peso muerto y por lo tanto se incrementa el brazo de palanca entre el concreto y el refuerzo; y segundo, a que al reducir el peso propio de punto 1 como el 2 reducen el costo de las losas en tal forma que las hace posiblemente las más económicas.
- 3.- Al tener mayores peraltes en las losas, automáticamente se reducen las deflexiones naturales de las mismas al descimbrar y en general, teniendo mayor rigidez, se reducen los efectos de las posibles vibraciones a que cualquier edificio puede estar sujeto.
- 4.- Al mismo tiempo ya que los tubos pueden colocarse fuera de las zonas críticas al esfuerzo cortante, como es el area alrededor de las columnas, en estas zonas existe suficiente peralte en el concreto para resistir estos esfuerzos, algunas veces sin necesidad de refuerzos especiales.
- 5.- Usando este sistema se simplifica mucho la colocación del fierro de refuerzo ya que se eliminan las varillas dobladas, según puede observarse en la figura N° 47
- 6.- Con este sistema pueden obtener superficies lisas aparentes tanto en la parte superior como en la inferior de la losa. Esto es de mucha importancia sobre todo en cons-

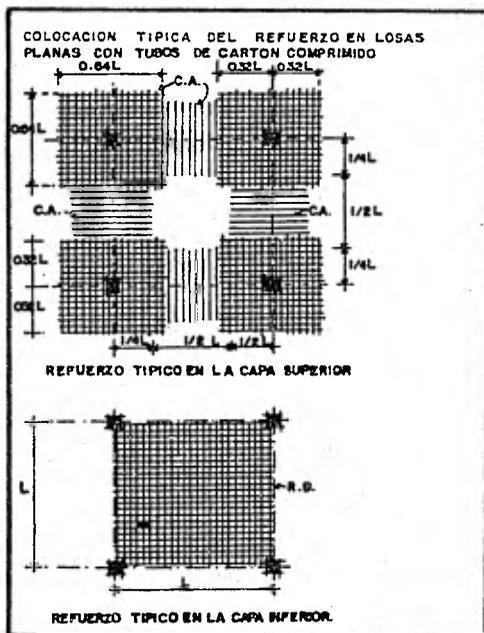


FIG. 47 Colocación de acero de refuerzo.

trucciones industriales, en donde la parte inferior de las losas no necesita acabado alguno. En los edificios en que se usen pisos de loseta asfáltica o vinilica, la posibilidad de pulir la losa monolíticamente ahorra la construcción posterior de un firme adicional.

7.- El mayor peralte económico y los espacios de aire dentro de las losas, mejora las características de aislamiento tanto térmicas como acústicas de este tipo de losas.

8.- Con este sistema existe la posibilidad de colocar los ductos para las instalaciones de calefacción y ventilación dentro de las losas, usando ductos de forma similar a la de los tubos de cartón comprimido.

Después de esa extensa aplicación de este sistema, podemos formular la siguiente lista de recomendaciones generales para el uso de los tubos de cartón comprimido en losas de concreto tipo-placas planas. Estas recomendaciones tienden a facilitar el uso de los tubos y a mejorar los resultados que se obtienen con este sistema.

1.- El peralte de cualquier losa debe ser tal que permita recubrimientos de concreto, tanto en la parte superior como en la parte inferior de los tubos, con un mínimo de .5 cm.

Esto además de evitar la fácil perforación de una losa por un golpe, permite la colocación de la tubería para la instalación eléctrica con mayor facilidad.

2.- En el caso de tableros rectangulares, los tubos de car -

ton correspondientes a la porción central de las losas, - deberán colocarse en el sentido del claro mayor. El refuerzo en esta dirección deberá colocarse más cercano al eje neutro, o sea, que el refuerzo perpendicular a los - tubos deberán colocarse más cercano a las superficies de la losa, ya sea en la parte superior o en la inferior de la losa.

- 3.- Con el propósito de eliminar la posibilidad de que aparezcan fisuras, que en realidad no afectan la estabilidad de una estructura pero si le dan mala apariencia, - ya sea en la superficie inferior o en la superficie superior de una losa plana, debido a cambios de temperaturas bruscas durante el período de fraguado, o a un curado defectuoso, o a cierto escurrimiento plástico, se ha encontrado que usando malla de alambre (Malla-Lac o similar), en las caras de las losas, este problema queda resuelto. Ahora bien el refuerzo de malla de alambre no es adicional, si no que es parte del refuerzo total necesario en los puntos críticos. Así mismo los mejores resultados se han obtenido colocando el refuerzo de malla de alambre en diagonal o sea a 45° con respecto a la dirección del refuerzo y de los ejes de columnas, tanto en la parte superior como en parte inferior de las losas.
- 4.- Al colocarse los tubos de cartón comprimido en su lugar - estos deberán estar bien sujetos para asegurar la estabilidad de su posición y evitar que floten al colar el concreto.

- 5.- La distancia horizontal entre cada tubo debe ser de 5 cm. como mínimo para permitir con aptitud la entrada de la cabeza de un vibrador. El uso de vibradores durante el colado asegura una superficie tersa y uniforme en la parte inferior de la losa y evita porosidades indeseables.
- 6.- En el perímetro exterior de las losas de una estructura es conveniente colocar un armado adicional, similar al de una dala de repartición, en previsión de anclajes para recubrimientos y para evitar que algún golpe pueda romper el recubrimiento mínimo lateral del último tubo de cartón comprimido, ya que un desperfecto en la estructura es difícil de reparar.

Como es natural, estas son las recomendaciones más importantes para poder aprovechar el uso de los tubos de cartón comprimido en losas de concreto tipo "FLAT PLATE", sin embargo cada caso en especial podrá requerir una solución adecuada.

IV.- ESTRUCTURAS ESPECIALES

Cascarones.-

Cascarón es un elemento estructural o estructura generalmente de forma curva, cuyo espesor es pequeño en comparación con las dimensiones de su sección transversal.

Los cascarones de acuerdo a su forma y tipo los podemos clasificar de la siguiente manera:

- a).- Cúpulas y paraboloides elípticos (curvatura gaussiana positiva)
- b).- Paraboloides hiperbólicos (curvatura gaussiana nula).

c).- *Paraboloïdes hiperbólicos* (curvatura gussiana positiva)

A).- *Cúpulas y paraboloides elípticos*.- Las cúpulas se engendran por la rotación de una línea curva cualquiera, a la que se designa como meridiano, alrededor de un eje. La línea se apoya en el eje por uno de sus extremos. Si la línea se interrumpe antes de llegar al eje, entonces engendra las cúpulas con linternilla. Si la línea es recta engendra entonces el cascarón o tronco cónico.

Con este tipo de cascarones se ha cubierto plantas de más de 100 mts. de diámetro, el claro más grande obtenido hasta la aparición del concreto armado era el del Panteón de Roma (46 mts.).

Generalmente este tipo de cascarones están constituidos por la cáscara y un anillo de borde, este último no es necesario si la cúpula es de media esfera (180°).

Ejemplos de estas superficies son: la esfera, el elipsoide, el paraboloides elíptico, el hiperboloides de dos hojas (figura N° 48).

Los paraboloides elípticos se engendrán por desplazamiento de una parábola (generatriz), a lo largo de otra parábola (directriz), véase en la figura N° 48

B).- *Cilíndricos y cónicos*.- Este tipo de cascarones se engendran por el desplazamiento de una recta (generatriz), a lo largo de una curva cualquiera (directriz), esta puede ser arco de círculo, elipse, parábola, catenaria, cicloide, etc., y el número de formas y tipos que se pueden obtener es enorme, con ellos se han cubierto superficies de más de 100 mts. de largo.

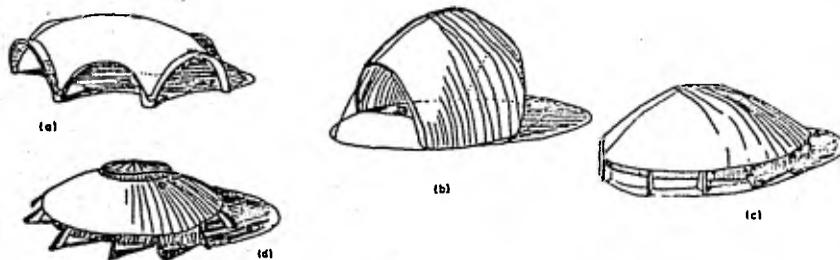


FIG. 48 Cúpulas y paraboloides elípticas.

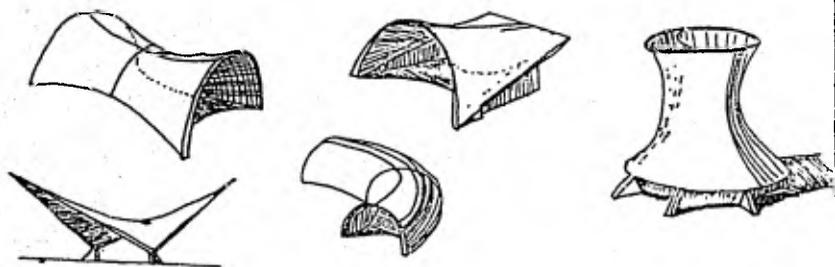


FIG. 51 Paraboloides hiperbólicas

Los tipos mostrados en los croquis 49A y 49B, se han empleado en iglesias, gimnacios hangares, etc. Los tipos 49C y 49D, se han utilizado en techumbres de laboratorios, bodegas y talleres, lográndose claros de más de 45 mts.

Los tipos 49C y 49F, se han empleado en mercados, talleres, etc., construyendose con ellos techumbres de más de 20 mts. El tipo 49 G, se ha utilizado en andenes.

Los conos son superficies generadas por una recta apoyada en un punto y moviéndose sobre una directriz curva cualquiera. Podemos observar algunos ejemplos sencillos en la figura N° 50, donde el cono puede ser circular figura N° 50A, con el eje de revolución vertical. En otros casos la superficie se puede usar como un silo para contener grano ó líquido figura N° 50B. Finalmente el eje del cono puede no ser vertical figura N° 50C.

C).- Cascarones de doble curvatura (Paraboloides hiperbólicos).- Entre los diferentes tipos de cascaraones de doble curvatura, son los paraboloides hiperbólicos los cuales en los últimos años se han desarrollado más, construyendose con ellos las techumbres de mercados, iglesias, fabricas, talleres, bodegas y hasta cimentaciones. En la Figura N° 51, se pueden ver algunas figuras de posible estructura de paraboloides.

DIMENSIONES.-

A).- Cascarones de revolución.- Se han construido de más de 100 metros de diametro, siendo su mínimo espesor de 4 cm., y su máximo hasta de más de 40 cm.

B).- Cascarones cilindricos.- La longitud máxima a la que se

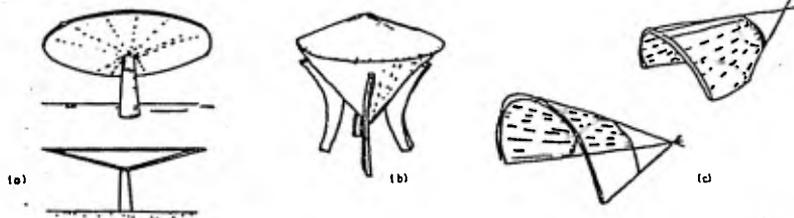


FIG. 49 Cilindros.

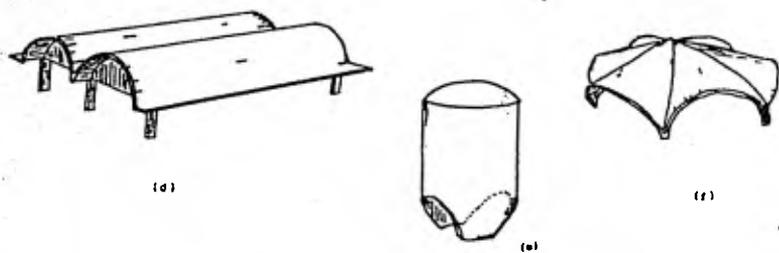


FIG. 50 Canoas

han construido estos, es de 100 mts. aunque es posible hacerlos mayores si se presionan. El espesor mínimo práctico conveniente es de 6 cm.

C).- Cascarones de doble curvatura.- Este tipo de cascarnes se han construido con claros de más de 90 mts. y con espesores que varían desde 2cm hasta 60 cm., como caso especial, puede nombrarse el cascarn empleado para techar el salón de la técnica y la industria de París, cuyo claro es de 128 metros.

Hemos señalado una serie de formas que pudieramos llamar "PURAS", dentro de las cuales se han mostrado algunos ejemplos sencillos. Pero vemos que dentro de cada forma "pura", colocandola horizontal, vertical ó inclinada se pueden considerar muchas posibilidades, a esta posibilidad la podríamos llamar la primera posibilidad y se refiere al giro de la forma en el espacio.

Una segunda posibilidad se refiere a los cortes que se den en los bordes de la forma "pura". Estos cortes pueden ser por plano virtuales, ya sean verticales inclinados u horizontales -- (como en el caso de la intersección de la superficie con el suelo), Asimismo dentro de esta posibilidad formal los cortes pueden ser por superficies curvas, virtuales de cualquier genero.

Una tercera posibilidad es el acoplamiento de varios mantos de superficies "Puras" o del mismo genero desde dos en adelante. O sea la intersección de dos cilindros, por ejemplo produce la bóveda por arista, las numerosas combinaciones de paraboloides hiperbolicos en dos, tres, cuatro, etc., mantos.

Por ultimo la cuarta posibilidad reside en la combinación de

formas diferentes generos que produciria las formas "Mixtas". O sea con esta ultima posibilidad se habre ya un campo infinito para la creaci3n arquitect3nica. Imaginese la cantidad de formas- que pueden obtener teniendo en cuenta las cuatro posibilidades - seÑaladas.

Los materiales m3s empleados en la actualidad para construcci3n de cascarones son: concreto normal, ligero y preeforzados, acero y plasticos, para efecto de este trabajo solo se ver3n los cascarones construidos de concreto.

Durante los primeros aÑos de la construcci3n de cascarones - de este material, se sigui3 la costumbre de emplear concretos - con resistencias de m3s de 250 /KG /CM2 para la ruptura. Al pasar los aÑos se vio que la calidad de estos concretos no se justificaba, puesto que en la mayoria de los casos los esfuerzos de trabajo no pasaban de 30 KG /CM2 en cascarones cilindricos y de 10 KG /CM2 en los de revoluci3n y de doble curvatura.

En la actualidad para claros normales se est3n empleando concretos de resistencias que no superan a los 210 KG /CM2 a la ruptura.

Tambi3n se han empleado con buen exito concretos ligeros tanto para cascarones cilindricos como para cascarones de doble curvatura.

(Es recomendable que cuando se empleen estos concretos, se tomen en cuenta las deformaciones diferidas).

Es conveniente hacer algunas consideraciones pr3cticas respecto a diferentes aspectos constructivos de este tipo de estructuras.

De ningún diseñador con experiencia se escapa que no solo es necesario considerar cargas el diseño adecuado de un cascarón, -- también es indispensable tomar en cuenta las limitaciones impuestas por las características de los materiales empleados.

Así como las posibilidades de poder ejecutar la obra con coeficientes adecuados de aproximación con respecto a la hipótesis de calculo impuestas aquí es conveniente recordar la frase celebre de Hardy Cross: "Lo que se necesita es una estructura no un análisis", ya que el objeto final de todo proyecto es la construcción eficiente y económica del mismo.

Muchas veces, en la elección final de un proyecto es justificable al aceptar, en aras de una simplificación de los procedimientos constructivos, un incremento en el costo de materiales o de los análisis del mismo.

Es conveniente recordar que la eficiencia, de la estructura depende, en proporciones muy parecidas, de la calidad de la construcción, del concepto de diseño y de la aproximación de los análisis con respecto al real funcionamiento de la estructura. Es, por lo tanto, indispensable tener en cuenta las técnicas constructivas que se emplearán al desarrollo el diseñador final.

A continuación se dan algunas indicaciones generales respecto a los diferentes factores que intervienen en la construcción de los cascarones.

A).- Refuerzo.- El tipo de refuerzo empleado con más frecuencia en los cascarones, es acero de grado estructural, excepto en los elementos preesforzados en los cuales se emplea acero de alta resistencia.

La separación mínima y máxima entre los diferentes elementos metálicas, pueden sujetarse a las especificaciones de los diferentes códigos, recomendándose que la máxima no pase de tres veces - el peralte del cascarón o 30 cm. Los diámetros más empleados son varillas de 1/4, 3/8, 1/2 pulg. excepto en las vigas de borde don de es posible emplear varillas hasta de 1 1/2".

En cuanto a la dirección de las barras colocadas, es conveniente indicar que no resulta práctico en los cascarones cilindricos reforzar siguiendo las trayectorias de los esfuerzos principales; han dado muy buenos resultados armar formando una parrilla - cuyos ejes principales son el longitudinal y el transversal del cascarón.

En el caso de cascarones de revolución (esféricos), pueden colocarse el refuerzo siguiendo las direcciones de meridianos y paralelos.

En aquellos cascarones con areas, donde las tracciones diagonales sean fuertes (cascarones cilindricos cerca de los apoyos) - es conveniente agregar refuerzo inclinado siguiendo las tracciones diagonales. También es posible, y algunas veces conveniente - incrementar el espesor de la cascara en dichas zonas.

B).- Espesor mínimo.- La experiencia en la construcción de gran número de cascarones cilindricos de concreto armado y preesforzado, ha demostrado la ventaja de no emplear espesores menores de 6 cm., en cascarones de doble curvatura no menores de 4cm. En Europa se acostumbra espesores no menores de 6.5 cm. a 8 cm.

C).- Cimbrao.- No es aconsejable de dobles cimbras, ya que

la experiencia demuestra que la resistencia de los concretos colados con una sola forma es bastante más grande que cuando se emplea cimbra y contracimbra.

Desde el punto de vista económico es conveniente que las formas pueden ser empleadas un buen número de veces; por lo tanto el cuidado de las mismas es importante. Cada vez se presta más atención al acabado de las superficies de los cascarones, ya que una superficie lisa reduce los trabajos y gastos de conservación reduciéndose a pintar ocasionalmente con pintura a base de cemento.

D).- Colocación y vibrado del concreto. Es conveniente vigilar cuidadosamente la consistencia del concreto tanto para evitar su escurrimiento si la mezcla es muy fluida, como la impropia colocación de ella si es muy seca; es recomendable el empleo de vibradores de inmersión. En algunos países Europeos se permite el vibrado en el refuerzo.

Es de recomendarse que no se vibre en ninguna forma después de una hora del colado. Se están empleando con buen resultado placas colocadas al extremo de un martillo neumático.

CASCARONES CILINDRICOS.-

En su forma general, los cascarones cilindricos están constituidos, principalmente, por tres elementos fundamentales:

- 1).- VIGA O TENSOR DE BORDE
- 2).- CASCARA, PROPIAMENTE DICHA
- 3).- TIMPANOS ATIESADORES.

En las figuras 52A y 52B, se muestra un croquis esquemático de uno de ellos:

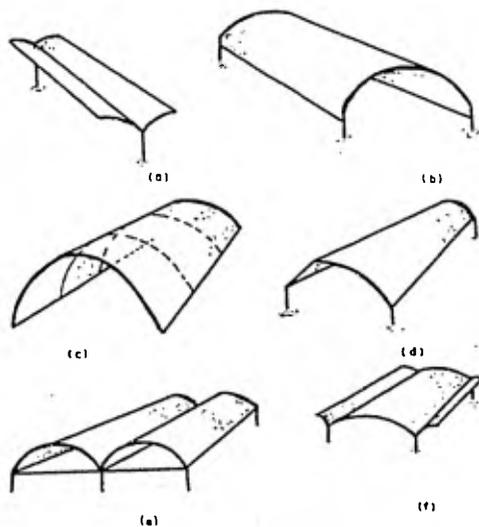
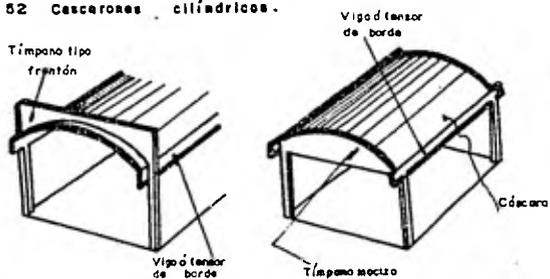


FIG. 52 Cascarones cilíndricos.



1.- Viga o tensor de borde

Se designa como viga de borde o arranque, a un ensanchamiento de cascarón en sus bordes longitudinales, cuyas dimensiones, a partir de 1930, se han vuelto exageradas, llegandose a considerar como altura adecuada para dicha trabe de borde la dada por la regla que dice $(h + f) L/10$, siendo h el peralte total de la viga de borde, f la flecha y L el claro longitudinal del cascarón.

Ahora bien, durante años ha sido la viga de borde motivo de enorme preocupación por parte de los diseñadores de cascarones, ya que siendo esta de menor rigidez que la cascara, se colgaba de ella induciendole esfuerzos de magnitud tal que perturbaban intensamente el trabajo membranal de la misma, llegandose en algunos casos a transformar totalmente dicho trabajo dificultando en forma notable el analisis sin obtener gran mejoría en su funcionamiento final.

Entonces lógicamente, se ha tratado de eliminar gran parte de dicha trabe, pues además de lo ya expresado, el peso de la misma en cascarones de gran claro longitudinal es exagerado con necesidad de aumentar grandemente el refuerzo en todo el cascarón para lograr un funcionamiento adecuado.

En la actualidad, la viga de borde se ha rebajado notablemente tienen un peralte no mayor de 50 cm., para los cascarones de 30m. de claro y de 40 cm., para los de 20 m.

Se ha empleado la ecuación siguiente para la relación entre las dimensiones:

$$(H + F) = L/15$$

Empleando trabes de borde tan pequeñas, se ha obtenido una rebaja considerable en la cantidad de refuerzo empleada en el cascarón.

2).- CASCARA

La forma de la cascara ha sido construida de tal cantidad de tipos que sería prácticamente imposible describir ni siquiera una pequeña porción de las formas usadas: sólo enumeraremos algunos de los tipos más usados:

A).- Bóveda de cañón, las cuales transmiten las cargas a los muros, como en las iglesias de corte antiguo.

B).- Cascarones paralelos para lograr grandes claros libres; se emplean en bodegas, garajes, oficinas, etc.

C).- Dientes de sierra, cuando se pretende iluminar grandes superficies cubiertas, fabricas, talleres etc.

D).- Alas de mariposa; se emplean en mercados y andenes.

E).- Combinaciones de varios de estos tipos, los que produce una variedad infinita de formas.

La sección transversal de la cascara puede ser también muy variada - circular, elíptica, parabólica, en forma de catenaria, cicloide, etc.- Su espesor puede variar de 2 hasta 20 cm., habiéndose usado, muchas veces, espesores de 4cm., incluso en casos que no era necesario llegar a este refinamiento, ya que fácilmente podría haberse usado cascara de 6cm., de espesor. Es opinión nuestra que en cascarones de hasta 30m. de claro como máximo y hasta 5m. como mínimo es económico emplear cascara de espesor menor de 7cm. por las razones siguientes:

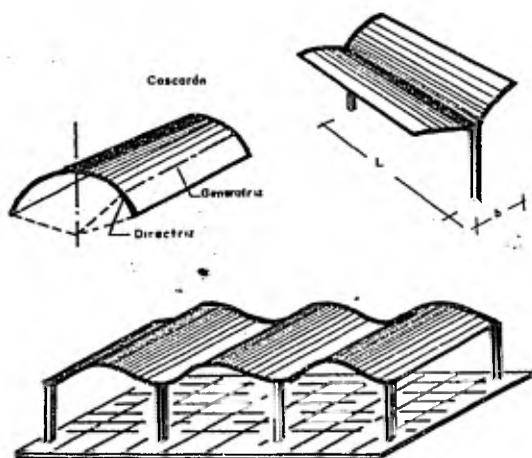


FIG. 53 Cáscara.

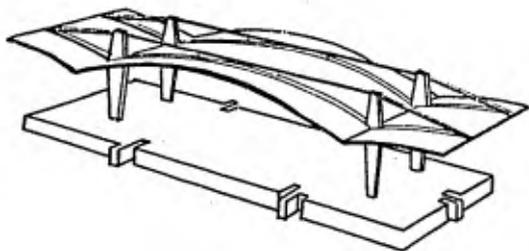


FIG. 54 Cascarones paralelos.

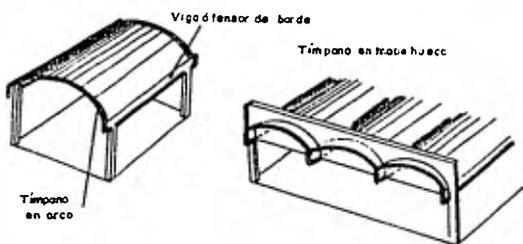


FIG. 55 Tímpanos.

A).- Para lograr espesores de 4 ó 5 cm. hay necesidad de seleccionar cuidadosamente los agregados.

B).- Hay necesidad de que la cimbra sea de la mejor calidad - pues cualquier imperfección, dado el pequeño espesor de la cascara, perjudica notablemente la forma.

C).- Es más fácil lograr una impermeabilización eficiente. Todo esto indiscutiblemente, se traduce en un aumento en el costo de la obra.

En síntesis, en cascarones cilíndricos, en los cuales actúan principalmente del peso propio y una pequeña carga viva, es recomendable usar espesor comprendidos entre 6 y 8 cm.

3).- TIMPANOS.-

Se ha designado con el nombre de tímpanos los apoyos transversales los cuales pueden ser extremos o intermedios y cuyas formas pueden ser como muro macizo, arco, armadura u otra cualquiera que resulte de la forma de la cascara.

Los materiales que en la actualidad se emplean con preferencia en la construcción de cascarones son tres: concreto armado, acero y concreto preesforzado.

Para efectos de este trabajo solo veremos el primero: concreto armado.

Durante largos años se siguió la costumbre de emplear concretos de resistencia mayores de 250 KG /CM² a la ruptura, aunque el empleo de tales concretos, en muchos de los casos de cascarones - de dimensiones normales, no se justificaba por varios motivos.

La magnitud de los esfuerzos que se pueden presentar en cas-

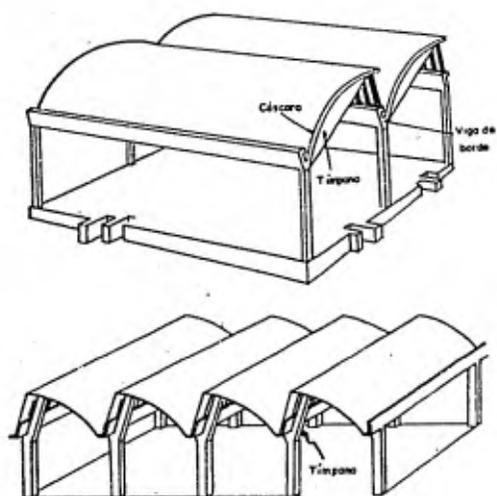


FIG. 56 Cascarones en diente de sierra.

carones hasta de 30m. de claro si la forma ha sido elegida adecuadamente no pasaran de 25 a 40 KG /CM², por lo que con concretos de alta resistencia no se justifican; claro está, siempre y cuando las cargas vivas sean de pequeña intensidad. Con tales esfuerzos máximos no tiene explicación racional el uso de concretos de más de 200 KG /CM² a la fractura, ya que el coeficiente de seguridad a la misma sería del orden de 5 .

Por otra parte, el empleo de tales concretos exige una selección más rigurosa de los materiales, posible necesidad de lavado de los agregados y un control más riguroso de la calidad de las revolturas empleadas. Naturalmente, todo esto se puede realizar con relativa facilidad en las poblaciones importantes; sin embargo es necesario hacer posible la construcción de los cascarones en cualquier lugar, por lo que es recomendable el empleo de concretos normales con resistencias no mayores de 180 a 200 KG /CM².

Posiblemente, una de las razones que durante muchos años se esgrimió como definitiva para el empleo de concretos de altísima calidad, fue que en los concretos de calidad normal, es decir, con resistencia a la fractura de 150 a 180 KG /CM², el escurrimiento plástico era de gran magnitud, aumentado exageradamente la flecha, y por lo tanto, poniendo en peligro la estructura. En la actualidad, el efecto peligroso del escurrimiento plástico lo hemos eliminado en cascarones construidos con longitudes hasta de 30m. de claro (y de concretos de calidades normales), dándoles a dichos cascarones la contraflecha adecuada.

CIMBRA.-

Durante años la cimbra empleada para los cascarones se cons -

truyó casi perfecta en lo que a forma se refiere, pues se pensaba que la menor irregularidad en la misma producía alteraciones peligrosas en el funcionamiento del cascarón. En los últimos años las experiencias han demostrado que pequeñas deficiencias en la forma de la cimbra no producen cambios peligrosos en las distribuciones de esfuerzos de los cascarones. Sin embargo, en cascaras de espesor menores de 5cm. si se hace necesaria la perfección en el trabajo de moldeo. En cascarones de más de 6cm., puede emplearse con tranquilidad cimbra de tipo normal. [de todo lo expresado no se concluye que debe desestimarse el trabajo de cimbrar en cascarones de más de 6cm., de espesor]. Sin embargo, es conveniente hacer notar que, posiblemente el empleo de concretos de alta calidad, como el uso de cimbra muy costosa, por su perfección limitarán durante bastante tiempo el desarrollo de los cascarones en la construcción normal.

ARMADO.-

Durante bastante tiempo el refuerzo en los cascarones se trazo siguiendo la trayectoria de los esfuerzos principales. Actualmente se ha extendido por su facilidad de costumbre de hacer un reforzado en retícula ortogonal, con esto la obra de mano de dicho refuerzo ha bajado de modo notable, aunque el volumen de refuerzo por usar ha aumentado ligeramente.

Hasta este momento hemos indicado el sistema ortodoxo de construir cascarones. A continuación indicaremos lo que a nuestro parecer es el sistema más práctico y económico de construcción de cascarones hasta de 30 a 40 m. de claro si pertenecen al grupo de los cascarones cilíndricos.

Sintetizaremos nuestra opinión de diez puntos a los cuales de signaremos como el Decálogo de los Cascarones.

- 1) Escoger adecuadamente la forma y dimensión del cascarón
- 2) Elegir las condiciones de apoyo a tratar de que las deformaciones en ellos sean lo más uniforme posible.
- 3) No emplear espesores de la cascara menores de 6cm. de espesor. (lo expuesto con anterioridad justifica plenamente - tal determinación).
- 4) Reducir, hasta donde sea posible, la viga de borde convirtiéndola en tensor de borde.
- 5) Proyectar los cascarones, en forma tal, que la cimbra que se use pueda emplearse varias veces.
- 6) Proyectar la cimbra, de forma que el descimbrado sea fácil
- 7) Procurar que el armado en cualquier parte del cascarón este debidamente anclado.
- 8) Emplear concretos cuyos esfuerzos de ruptura no exceden en demasía a los 200 KG/CM², siempre y cuando los esfuerzos de trabajo no superen a los esfuerzos admisibles por flambéo en el cascarón y además no se olviden los efectos del escurrimiento plástico.
- 9) Realizar el descimbrado, de modo que no se induzcan en el cascarón esfuerzos no previstos en el diseño del mismo.
- 10) Realizar un curado eficiente, cuando menos los ocho primeros días después del colado.

Como recomendaciones complementarias, podemos indicar las dos

que a continuación se indican:

- A) Preesforzar el cascarón (esto permitirá grandes economías)
- B) Estudiar la posibilidad de emplear concreto ligero.

Es conveniente indicar que habiendo construido cascarones de concreto, ligero, con directriz elíptica hasta de 18m. de claro - con flecha de 1.2 m. es decir, relación $L/F = 15$, se le dio a cada uno de dichos cascarones una contraflecha de 8cm, la cual se creyó suficiente para absorber las deformaciones plásticas y elásticas del concreto.

Los esfuerzos máximos obtenidos en el cálculo suponiendo que actúa la carga total, resultaron de 25 KG/CM², mientras que la resistencia cilíndrica del concreto empleado resultó de 150 KG/CM²

Los timpanos extremos se construyeron también de concreto ligero.

Una observación interesante es que dichos cascarones han estado sometidos a vibración casi constante de 12 a 16 hr. diarias y hasta la fecha no han presentado falla.

De acuerdo con las observaciones realizadas creemos que se pueden construir cascarones precolados y preesforzados de concreto ligero siempre y cuando se tomen en cuenta las deformaciones en los apoyos de las placas, ya que en esa zona los esfuerzos son bastante grandes, por el efecto de los anclajes.

Se pueden eliminar una buena parte de los efectos de las deformaciones plásticas si se deja la posibilidad de retensar la estructura.

Es conveniente indicar que las cantidades de refuerzo se obtuvieron de acuerdo con las cargas a las que se diseñaron los di-

ferentes cascarones, en los cuales se consideró, seguramente, peso de nieve.

(Para nuestro caso, donde tales cargas no existen, las cantidades de refuerzo se reducen en forma apreciable. Así, por ejemplo en cascaras cilíndricas de 10 X 20 se obtuvieron áreas refuerzo de 16 KG/CM², lo que corresponde a la mitad de lo estipulado en la tabla. Así pues, como guía, se puede considerar que entre 60 y 70% de los valores en ella indicados para las cantidades de acero pueden servir para nuestro país, si no se considera sobrecarga de nieve).

V.- PRECIOS UNITARIOS.

1.- GENERALIDADES.- En los inicios de la construcción, el éxito de un Ingeniero frecuentemente dependía de la habilidad de manejar, guiado únicamente por su intuición y sus experiencias muy personales, elemento humano y equipo, en función de ejecutar la obra en el menor tiempo y el más bajo costo. Hoy en día este sistema ha sido reemplazado casi en su totalidad por la planificación minuciosa de cada paso de la obra antes que esta se inicie, escogiendo el equipo idóneo para un proyecto definido, previo análisis exhaustivo del mismo, determinando así los mejores métodos de construcción para su correcta ejecución y manteniendo controles adecuados mediante periodos reportes de avance de obra, costos y cualquier otra información.

Si un proyecto se puede ejecutar siguiendo dos métodos distintos, o usando dos equipos diferentes, el método y el equipo más económico para realizar la obra, serán los adecuados. Lo anterior nos lleva a incrementar el número de análisis de costos pa -

ra determinar que método o equipo debemos emplear.

Dentro de los múltiples problemas que se presentan en el ramo de la construcción, el establecimiento de los precios unitarios - equitativos a que debe pagarse un trabajo, ha sido tradicionalmente un punto de divergencia de opiniones entre empresas contratistas y los órganos o particulares encargados de la realización de obras, lo que ha constituido motivo de discusiones, pérdidas de tiempo y entorpecimiento del desarrollo de las obras, creando en muchos casos fricciones entre el personal encargado de los trabajos.

Si con anticipación se establecen en forma perfectamente definida las especificaciones, normas y criterios generales que servirán de base para el cálculo de los precios unitarios, los puntos de divergencia se reducirán al mínimo.

La elaboración de los precios unitarios, no es más que una etapa dentro del proceso constructivo general, que se inicia con la investigación o estudio de la factibilidad de realizar una obra que termina⁺ con la construcción de la misma.

No es posible calcular precios unitarios sin apoyo en especificaciones, ya que son estas precisamente las que definen la obra que se requiere y la forma en que debe ejecutarse, lo que indudablemente constituye la base para determinar los precios unitarios de los conceptos de esa obra.

Previo a la elaboración de estos precios unitarios, es absolutamente indispensable, conocer a fondo los recursos tanto humanos como de maquinaria y materiales, así como la disponibilidad de los mismos.

En términos generales, los elementos que componen un precio unitario son:

Costos Directos	Materiales Obra de Mano Equipo Administración en Obra Administración Central
Costos Indirectos	Financiamiento Impuestos Finanzas y Seguros Imprevistos
	$\text{Costo Unitario} + \text{Utilidad} = \text{PRECIO UNITARIO}$

Existen variaciones de criterio en cuanto a la forma de integrar tanto los costos directos como los costos indirectos, con respecto al criterio establecido en la tabla anterior. Se comentarán dichas variaciones cuando se analice cada uno de los factores de integración.

De la tabla anterior, concluimos que tanto los elementos que integran los costos directos, los costos indirectos y el elemento utilidad, son los que nos permiten valorizar el Precio Unitario - razón por la que en conjunto, constituyen los llamados "Factores de Consistencia", de los precios unitarios.

Analicemos a continuación cada uno de estos elementos.

2. Materiales

2.1 Generalidades.

Es requisito indispensable del ingeniero constructor el conocer ampliamente los materiales en todos sus aspectos. Este conocimiento le será de enorme utilidad para seleccionar los materiales óptimos, adecuados para sus condiciones de trabajo, para sus condiciones de servicios (calidad) y para sus limitaciones económicas.

En realidad existen muchas maneras de clasificar los materiales ejemplo: en cuanto a su origen (naturales, elaborados, artificiales), en cuanto a su composición, resistencia, calidad, etc.

2.2 Precio de adquisición.

El costo del material que se toma como base para integrar el precio unitario de un concepto, es el "Costo del material en Obra el cual está integrado por: el precio de adquisición en fábrica - (lugar de origen), más el costo de flete y los desperdicios tanto en la trnasportación como su utilización.

Existen gran variedad de precios de adquisición de un mismo tipo de material, en base a la calidad (vg.: Bloch de concreto con distintas calidades, debido a su diferente composición o proceso de fabricación), cercanía del consumidor con respecto a la fuente de origen del material (vg.: lejanía tal de la fuente de origen que convenga fabricarlo); volumen de compras del consumidor (vg.: un constructor con consumos elevados, obtiene mejores precios y condiciones de pago), etc. De lo anterior, deducimos la necesidad que tiene el ingeniero constructor de conocer y estar al tanto de los precios de adquisición en el mercado de los

distintos materiales, de los distintos fabricantes y de los nuevos que aparezcan en el mercado, con el fin de aprovechar al máximo las mejores condiciones de oferta del mercado en cada momento - adquiriendo el material más adecuado y económico, dentro de la calidad especificada, realizando dicha adquisición en el momento oportuno, lo cual se resume en: ¿que comprar y cuando comprar?.

2.3 Abundancia y escasez.

La abundancia y la escasez dependen directamente de la demanda en el mercado.

Un material puede ser escaso porque la demanda sea muy elevada o muy ocasional (no conviene en general emplear materiales "raros").

Un material puede ser muy abundante o muy escaso en un determinado lugar dependiendo de la abundancia o escasez de la materia-prima o ingredientes que lo compongan (de aquí la conveniencia de utilizar materiales de la localidad).

La abundancia o escasez de materiales básicos en la localidad es determinante para la selección de procedimientos y tipos de construcción vg.: selección del tipo de cortina (de tierra, mampostería, materiales graduados, etc.), en base a los materiales disponibles en las cercanías, sin detrimento de considerar otros factores, como los geológicos, topográficos, resistencia, permeabilidad, etc.

2.4 Fluctuaciones.

Es evidente en el mercado, fluctuación, tanto del precio de adquisición, como la disponibilidad misma de un material.

Puede suceder que la fluctuación de precio se deba a fluctuaciones de las existencias de un material.

El precio fluctúa generalmente con las variaciones de la oferta y la demanda.

La existencia de un material puede fluctuar por diversas causas: condiciones climatológicas problemas laborales que afectan a la producción, escasez periódica de materia prima, etc.

Podemos citar como ejemplos de lo anterior, los siguientes casos:

- 1.- Debido a la época de lluvias, con el tabique recocido, se presenta la secuela: por dificultades de secado, se alarga el proceso productivo, se incrementa el costo unitario de producción, se disminuye la oferta de tabique en el mercado, aumenta la demanda de tabique por los consumidores, por lo que se incrementa el precio de adquisición, tanto por el incremento en el costo de producción, como por el aumento de demanda. Esto además origina, pérdida de calidad e imposibilidad de conseguir buen material.

2.5 TRANSPORTE, CARGA Y DESCARGA DE MATERIALES.

El monto del costo de las operaciones de carga, descarga y transportación (flete), dependen primordialmente de la distancia de la fuente productora a la fuente de consumo del material y de los procedimientos que se sigan para la carga y descarga del material.

Este costo debe integrarse al precio de adquisición para obtener el costo de material en obra.

El costo del flete puede estar incluido dentro del precio de venta del fabricante, cuando este es precio de material puesto en obra, o puede ser cargado al consumidor por separado, mediante ciertas tarifas, que pueden estar basadas en volumen, peso ó número de piezas por kilómetro, ó bien, por "flete cerrado".

Existen transportación externa (de la fuente de producción al sitio de la obra), y transportación interna ó local. El suministro de material a la obra puede hacerse por medio de ferrocarril, camiones, etc. La transportación local ó los comunmente llamados "acarreo", puede ser horizontales o verticales. Los acarreo horizontales pueden emplear: vagonetas, bandas transportadoras, vagues, perihuelas, carretillas, camiones, camionetas, etc. Los acarreo verticales podrán efectuarse con: malacates, gruas, torres, elevadores, canchilones, etc.

Debe de tenerse en cuenta para efectos de determinar el costo de material en obra (que posteriormente integrará el precio unitario), el efecto que en el costo pueden tener los desperdicios en todas estas etapas de transportación. Estos desperdicios se expresan como un porcentaje del costo del material, se determinan por experiencias anteriores ó análisis directo de las condiciones particulares de transportación y dependen fundamentalmente del tipo de transportación y de las condiciones en que deban realizarse las operaciones de carga, descarga y transportación propiamente dichas.

2.6 DERECHOS DE REGALIAS.

Ocasionalmente y por diversas circunstancias, el costo de material se ve afectado del pago de ciertos derechos o regalías -

como pueden ser: derechos de importación, derechos de paso, regalías de explotación, etc.

Así por ejemplo, habrá que pagar los derechos de importación-correspondientes por la utilización de materiales del extranjero, como en el caso de mármol de Carrara, vidrio especial ó de grandes dimensiones, etc. En el caso de querer explotar y extraer cierto material en propiedad privada, habrá que pagar "regalías de explotación" al propietario de dicho predio.

Generalmente el monto de los derechos y regalías está regido por normas o lineamientos legales o por leyes fiscales vigentes.

2.7 ALMACENAMIENTO DE MATERIALES.

El costo que origina el reglón "almacenamiento de materiales" debe aplicarse a los costos indirectos, y dentro de ellos, específicamente el aspecto "administración de obra", y no ser aplicado el costo del material, ya que, el costo en sí de almacenes o bodegas tanto en el caso de que alberguen varios materiales ó incluso en el caso de almacenar un sólo, tendrían que prorratearse entre todos estos, o afectar a todos los conceptos en que estos materiales fuesen utilizados, lo cual además de muy laborioso, sería impráctico o inexacto.

Sin embargo, cabe mencionar, que podría darse el caso en que por circunstancias especiales del mismo, fuese conveniente considerar el costo de almacenamiento incluido dentro del costo del material. Ejemplo de lo anterior sería el almacenamiento transitorio e intermedio entre dos etapas de transportación de un material; imaginemos una bodega de estación de ferrocarril ó de puer-

to, en la que el material deba ser almacenado, mientras es transportado en camión al sitio de la obra. Otro ejemplo es el de una fosa para almacenamiento de asfalto cuyo costo total debe afectar al costo del asfalto.

No debemos olvidar que hay ciertos materiales que requieren - para su conservación y correcta utilización, condiciones especiales de almacenamiento, adquiriendo este aspecto importancia capital en estos casos. Ejemplos típicos de estos materiales lo constituyen el cemento y la dinamita.

2.8 RIESGOS.

Los diversos materiales que se emplean en una obra, están sujetos a distintos riesgos durante las diferentes etapas, desde su transportación hasta su utilización. El riesgo generalmente se traduce en mayor desperdicio que el normal, considerando las condiciones de empleo de un material.

Los riesgos podemos clasificarlos en dos grupos: normales y extraordinarios.

Los riesgos normales se reflejan en un desperdicio del material, considerado aceptable, se expresan como un porcentaje del costo del material y de las condiciones de su utilización. Afectan directamente al costo del material.

Los riesgos extraordinarios se traducen en un desperdicio extraordinario mayor que el considerado normal, como puede ser la pérdida total o parcial, o el deterioro de un material. Son cubiertos generalmente por seguros específicos, debiendo ser el costo de estos seguros cargado directamente al costo del material.

Uno de los ejemplos más comunes de este tipo de seguros lo -- constituye el seguro de transportación, que cubre cualquier per -- cance al material durante esta etapa. En caso de suceder un per -- cance y no estar cubierto el riesgo por un seguro, debe absorber -- se el monto de las pérdidas dentro de los costos indirectos y es -- pecíficamente en el renglón de "imprevistos".

3. OBRA DE MANO

3.1 GENERALIDADES.-

La orientación que se dará al estudio de la Obra de Mano en -- este capítulo, es enfocar hacia la obtención de todos aquellos da -- tos que por el renglón Obra de Mano puedan afectar directamente -- o indirectamente el establecimiento de los precios unitarios.

La obra de mano interviene en la determinación del precio uni -- tario, dentro de los costos directos, con sus aspectos: salario y rendimiento.

Los sistemas que en la industria de la construcción se siguen para cubrir al trabajador el importe de su trabajo, son comunmen -- te los siguientes:

A).- Por día B).- Por destajo C).- Por tarea.

Será por día, cuando deba darse al trabajador una cantidad fi -- ja por jornada normal de trabajo. Será "por destajo", si la remu -- neración se valoriza en base a las unidades de trabajo ejecutadas por el trabajador y afectadas de un precio previamente acordado.

El sistema "por tarea", consiste en la asignación de un traba -- jo determinado por día, y al ejecutar el trabajador la tarea asig -- nada, podrá retirarse, recibiendo su jornal diario completo.

Los tres sistemas anteriores tienen ventajas y desventajas, - para determinar cual es el más adecuado en cada caso, habrá que - estudiar y analizar las condiciones y tipo de trabajo por reali - zar.

En una misma hora podrán emplearse diferentes sistemas simul - táneamente. Sin embargo, en términos generales podemos hacer no - tar, que en los trabajos realizados "a destajo" se tendrá un ma - yor rendimiento pero menor calidad que en los trabajos ejecutados "por día", ya que estando "a destajo", el trabajador tratará de - incrementar su productividad en detrimento de la calidad; de lo - anterior resulta para el Ingeniero, la necesidad de mantener una - mejor y mayor vigilancia sobre los trabajos que se realicen bajo - este sistema. La experiencia demuestra que si existe una adecua - da vigilancia y un estricto control de calidad laborando "por día pueden obtenerse óptimos resultados a un bajo costo.

El sistema "de tareas" es el menos empleado y su utilización - esta restringida a aquellos trabajos en los que el riesgo y la ca - lidad requerida sean mínimos, como pueden ser: excavaciones meno - res, acarreos locales, estibado de madera y varilla, etc.

En nuestro medio, el personal que labora en la industria de - la construcción, está organizado en diversos niveles jerárquicos - cuyas principales categorías son las de: maestro, oficial y ayu - dantes y peón, las que a su vez se subdividen en otras tantas sub - categorías, como pueden ser: oficial de primera, de segunda, so - brestante, cabo, etc., dependiendo del tipo de magnitud de la - obra.

Existe el caso particular de la obra de mano de operación de -

equipo, la cual se involucra dentro del costo hora: máquina, ya - que el operador depende directamente del número de horas que trabaja la máquina.

En forma similar a lo expresado en el capítulo de materiales - debemos hacer mención de la vital importancia que representa para el ingeniero encargado de la elaboración de los precios unitarios el conocer en forma íntegra y profunda la obra por valorizar, para que, ya dentro del aspecto particular de la obra de mano, pueda - prever la cantidad de personal que se requiere, calidad, rendimiento esperado en base a las condiciones que se desarrollará el - trabajo, especialidades y pericia de los mismos, etc.

3.2 JORNADA DE TRABAJO.

De acuerdo con lo establecido por la Ley Federal de Trabajo - que entró en vigor el 1° de Mayo de 1970, y su reglamentación co - rrespondiente, el personal dependiente de las empresas dedicadas - a la construcción tiene la obligación legal de laborar jornadas - de 8 horas diariamente durante los días hábiles del calendario ci - vil, (Art. 61 de la Ley Federal de Trabajo).

Considerando 52 domingos que se presentan durante el año. así como los días festivos señalados como obligatorios por las autori - dades competentes las vacaciones y los días adicionales de descanso que de acuerdo con nuestros usos y costumbres se suelen conce - der a los trabajadores, para los fines de programación y cálculo - de precios unitarios se estima que, anualmente cualquier trabaja - dor tiene la obligación de laborar aproximadamente 292 días con - jornadas de 8 horas diarias, por lo cual se tiene un monto total -

de 2,336 horas laborables anualmente.

Por otra parte, según lo obligan los principios constitucionales que nos rigen, los patrones tienen la obligación de pagar a sus empleados y trabajadores, tanto los días laborables como los festivos y séptimos días (Domingos), así como los días de vacaciones anuales y 15 días de aguinaldo, lo cual se debe tener presente al formular cualquier análisis de costos de precios unitarios.

Los días a que se hace mención en los párrafos anteriores como obligatorios de pago y no laborados, y establecidos como tales en la Reglamentación Laboral vigente (Art. 74 de la Ley Federal de Trabajo) son:

- 1° Enero
- 5 Febrero
- 21 Marzo
- 1° Mayo
- 16 Septiembre
- 20 Noviembre
- 1° Diciembre (ver nota)
- 25 Diciembre

S U M A 7 1/6 días.

NOTA: Este mismo artículo de la Ley señala el día 1° de diciembre de cada 6 años en la transmisión del Poder Ejecutivo Federal, como día de descanso obligatorio).

Por otro lado, días que por costumbre arraiga en nuestro medio no se laboran son:

- Viernes Santo
- Sábado Santo

3 de Mayo
 2 de Noviembre
 12 de Diciembre
 S U M A 5 días.
 Días en que por enfermedad profesional
 el trabajador no labora 2 días.
 Días en que por alguna otra razón jus-
 tificada, el trabajador no labora . . . 1 día
 S U M A 15 1/6 días.

Además, el artículo 76 de la Ley Federal de Trabajo ordena - que los trabajadores disfruten de un período de vacaciones paga - das, que no podrá ser inferior a seis días laborables. Lo cual - hace un total de 21 1/6 días obligatorios de pago y no laborados.

Este número de días, sumados a los 52 domingos del año, hacen un total de 73 días pagados y no laborados, lo que justifica la - suposición que se hace de que 292 días del año son los que real - mente se laboran, y sin embargo, son más los pagados efectivamen - te. Existen además de los mencionados, otros días no laborados-- por costumbres específicas de la localidad en que se realizan las obras.

De acuerdo con las disposiciones contenidas en el Artículo 87 de la Ley Federal del Trabajo, los trabajadores tendrán derecho - a un aguinaldo equivalente a quince días de salario. Además el - Artículo 80 indica que los trabajadores tendrán derecho a una prima de veinticinco por ciento sobre los salarios que les correspon - dan durante el período de vacaciones. Esto equivale a conside - rar 6 días X 0.25 = 1.5 días más, que se pagan sin laborarse.

En resumen, tenemos que los días pagados por año son: $365 + 1.5 = 381.5$ días y los días realmente trabajados son $291 \frac{5}{6}$.

Podemos establecer el valor de un coeficiente de incremento-debido exclusivamente a prestaciones de la Ley Federal del Trabajo, que son:

$$\frac{381.5}{365 - 73 \frac{1}{6}} \quad \frac{\text{Días pagados}}{\text{Días laborados}} = \frac{381.5}{291 \frac{5}{6}} = 1.307$$

O sea, que en realidad se está pagando un 30.7% más por día-laborado realmente. Esto deberá tomarse en cuenta al eleborar los costos correspondientes a obra de mano.

Eventualmente, se llegan a presentar casos en que por necesidades de las obras o por convenien a los intereses del contratante o del contratista ejecutor de las obras, se laboran jornadas-hasta de 10 horas y ocasionalmente hasta 12 horas por cada turno de trabajo, constituyendose entonces lo que se llama una jornada extraordinaria de trabajo.

Existen circunstancias, en que por el corto tiempo disponible y por el gran volumen de obra por realizar, se hace necesario establecer dos o tres turnos de trabajo. El artículo 60 de la Ley Federal de Trabajo señala que "jornada diurna es la comprendida entre las seis y las veinte horas. Jornada nocturna es la comprendida entre las veinte y las seis horas, Jornada mixta es la que comprende periodos de tiempo de las jornadas diurna y nocturna, (Artículo 61). "La duración máxima de la jornada será ocho horas la diurna, siete la nocturna y siete horas y media la mixta". (Artículo 66). "Podrá también prolongarse la jornada -

de trabajo por circunstancias extraordinarias, sin exceder nunca de tres horas diarias ni de tres veces en una semana" (Artículo - 67). "Las horas de trabajo extraordinario se pagan con un ciento por ciento más del salario que corresponda a las horas de la jornada.

3.3 SALARIOS

Llamamos salario en general a la retribución que se hace al trabajar por el trabajo realizado. El monto de este salario se determina en base al tipo de trabajo realizado, a las condiciones de su realización y la capacidad y preparación del trabajador y nunca podrá ser menor al estipulado como mínimo por la Comisión Nacional de los Salarios Mínimos.

El Art. 90 Cap. V, de la Ley Federal del Trabajo define como salario mínimo a: "La cantidad menor que debe recibir en efectivo el trabajador por los servicios prestados en una jornada de trabajo."

El salario mínimo deberá ser suficiente para satisfacer las necesidades normales de un jefe de familia en el orden material, social y cultural y para proveer a la educación obligatoria de los hijos.

Los salarios mínimos son fijados por las Comisiones Regionales y serán sometidos para su ratificación o modificación a la Comisión Nacional de los Salarios Mínimos. Lo anterior lo establece el Art. 94 de la Ley Federal del Trabajo.

Refiriéndose al salario en general la Ley establece ciertas reglas a seguir como son por ejemplo, la obligación de cubrir al-

salario en el lugar donde los trabajadores presten sus servicios, salvo convenio expreso en contrario y el cual deberá ser cubierto precisamente en moneda del curso legal, no siendo permitido hacer lo en mercancías, vales, fichas o cualquier otro signo representativo con que se pretenda substituir la moneda, lo cual se establece en los artículos 101 y 108.

Con relación a las horas extraordinarias, el Artículo 67 marca que estas se pagarán con un ciento por ciento más del salario asignado para las horas del trabajo normal.

Cuando la remuneración se cubra dentro del sistema por destajo el pago correspondiente a los días de descanso obligatorio se hará tomando como base el promedio de los salarios percibidos el último mes.

Cuando se elaboran precios unitarios de diversos trabajos, deberá considerarse la duración del tiempo de ejecución de los mismos acuerdo con programa de obra ya elaborado, dado que la fijación de los salarios mínimos por las autoridades respectivas se hace cada dos años, entrando en vigor cada nueva fijación, el día 1º de enero de cada año para, lo cual deberá preverse al analizar dichos precios unitarios. La no consideración de este aumento, puede implicar serias pérdidas para el contratista. El analista de precios unitarios hará esta previsión suponiendo un nuevo salario mínimo considerando un porcentaje de incremento basado en los aumentos sufridos por el salario mínimo en los dos o tres bienios anteriores inmediatos.

Por otro lado, es indispensable reconocer el hecho, de que el incremento del salario mínimo, afectará necesariamente a toda la-

escala de salarios. Al efecto, se ha hecho costumbre, que una vez conocido el nuevo salario mínimo, la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, lleve a cabo una retabulación de salarios y elabore y proponga una nueva escala de salarios, para las diversas categorías de trabajadores de la construcción.

3.4 INFONAVIT.

Con el propósito de proporcionar a los trabajadores habitaciones cómodas, higiénicas y a un precio accesible el 1º de mayo de 1972, se creó el Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los trabajadores (INFONAVIT).

Dicho fondo está formado por las aportaciones que en efectivo hacen las empresas, del 5% sobre los salarios ordinarios de los trabajadores a su servicio (Art. 136).

Como el pago de este 5% es sobre el salario ordinario durante los 365 días del año, y al estar considerando el costo por día laborado, tendremos que aplicar el siguiente coeficiente:

$$\frac{365 \text{ días de pago al INFONAVIT}}{291 \frac{5}{6} \text{ días laborados}} = 1.25 \%$$

3.5 SEGURO SOCIAL Y PRESTACIONES.

De acuerdo con las disposiciones legales vigentes emanadas de los principios constitucionales que nos rigen, todos los empresarios tienen la obligación ineludible de inscribir a sus trabajadores en el Instituto Mexicano del Seguro Social, el cual, a cambio del pago de las primas de seguro correspondientes, se encarga de velar por la seguridad de los trabajadores y de impartirles la asistencia, servicios sociales y prestaciones señaladas por la

propia Ley del Seguro Social, reformada el 12 de marzo de 1973.

La Ley comprende los siguientes seguros:

- 1.- Riesgos de Trabajo
- 2.- Enfermedades y Maternidad
- 3.- Invalidez, Vejez, Cesantía en edad avanzada y muerte.
- 4.- Guarderías para hijos de aseguradas.

Debemos saber cuantificar el importe de las cuotas o primas del Seguro Social, ya que tienen enorme importancia en la elaboración de precios unitarios y específicamente en el aspecto "obra de mano".

Es importante hacer notar la responsabilidad que tiene un contratista ante el Seguro Social, del pago de las cuotas del personal de cualquiera de sus sub-contratistas, como pudieran ser: Yeseros, pintores, herreros, etc. Lo anterior significa que el contratista deberá cubrir el importe de las primas dado el caso en que los sub-contratistas omitan su pago.

Existen zonas en la República Mexicana en donde no hay Seguro Social, más como recomendación se debe incluir su importe en el aspecto obra de mano, a que se acostumbra los casos de no existencia, tomar seguros de grupo, cuyo importe por facilidad y seguridad para el cálculo de precios unitarios, se considera igual a la prima del Seguro Social que debe pagar el patrón por este servicio.

El artículo 42 de la Ley del Seguro Social, establece que corresponde al patrón pagar por su cuenta y cargo la cuota señalada para los trabajadores que sólo perciban el salario mínimo así co-

mo la de los calificados como aprendices. Lo anterior significa que el patrón pagará íntegro el total de la cuota obrero patronal correspondiente al personal que perciba el salario mínimo fijado por la Ley.

3.7 CONDICIONES DE SEGURIDAD.

El artículo 123 Constitucional, fracción XV, establece que: - "El Patrón estará obligado a observar en la instalación de sus establecimientos, preceptos legales sobre higiene y salubridad, y adoptar las medidas adecuadas para prevenir accidentes en el uso de las máquinas, instrumentos y materiales de trabajo, así como a organizar de tal manera éste, que resulte para la salud y la vida de los trabajadores la mayor garantía compatible con la naturaleza de la negociación, bajo las penas que al efecto establezcan las leyes".

El cumplimiento de lo anterior en una obra, origina conceptos cuyo costo, debe ser considerado para la elaboración de precios unitarios, reflejándose éste en la parte correspondiente a costos indirectos. Ejemplos de estos conceptos son: el uso de cascos, mascarillas, anteojos, botas, etc., tapias, barandales en rampas, andamios de seguridad, iluminación en áreas de circulación etc.

4. EQUIPO.

4.1 GENERALIDADES.

Quedó en el inciso correspondiente a "generalidades sobre precios unitarios", que la capacidad de construcción de que disponga un contratista para la ejecución de una empresa, deberá estar en-

proporción de la misma, a fin de que sus operaciones sean conducidas en la forma más eficiente y económica posible, lo cual implica que los contratistas dispongan de la maquinaria de construcción adecuada, con la que pueden realizar las obras que les sean encomendadas, cumpliendo con los plazos de ejecución concertados en los respectivos contratos, así como con las especificaciones y procedimientos de construcción.

Una obra cualquiera podrá ser ejecutada mediante diversos procedimientos de construcción y empleando diferentes equipos. Pero lógicamente, para ejecutar tal trabajo siempre existirá algún procedimiento y determinado equipo por medio de los cuales las operaciones del contratista sean realizadas en forma óptima desde el punto de vista de la economía y de la eficiencia de los trabajos.

En el mercado de la construcción se ofrece a los contratistas una nutrida variedad de maquinaria de diferentes marcas, modelos, capacidades, especificaciones de calidad, etc., por parte del contratista deberán realizarse cuidadosos estudios a fin de determinar cual es la maquinaria más conveniente para la óptima ejecución de la obra u obras en que comprometa su organización constructora.

4.2 VIDA UTIL DE LA MAQUINARIA.

En toda máquina, tanto durante los tiempo de su utilización como durante los periodos en que se encuentra ociosa, sus diversas partes y mecanismos van sufriendo desgastes y deméritos por lo que con cierta frecuencia más o menos determinada y predecible dentro de ciertas limitaciones, las diversas partes de la máquina deben ser reparadas o sustituidas para que la misma esté constan-

temente habilitada para trabajar y producir con eficiencia y economía. Empero en el transcurso del tiempo, irremediamente toda máquina llega a encontrarse en un estado tal de desgaste y deterioro, que su posesión y trabajo en vez de construir un bien de producción, significa un gravamen para su propietario, lo cual ocurre cuando los gastos que se requieren para que la máquina produzca, excedan a los rendimientos económicos obtenidos con la misma en otras palabras que la posesión y operación de tal máquina reportan pérdidas económicas y/o riesgos irracionales.

La vida útil de una máquina depende de múltiples y complejos factores, como pueden ser: fallas de fabricación, falta de protección contra los agentes atmosféricos, desgastes debidos a uso normal, vibraciones y fricción de sus partes móviles, manejo de diferentes operadores e irresponsabilidad de los mismos, descuidos técnicos, etc.

4.3 VIDA ECONOMICA DEL EQUIPO.

Por vida económica de una máquina, universalmente se entiende como el periodo de tiempo durante el cual, puede esta operar en forma eficiente, realizando un trabajo económico, satisfactorio y oportuno, siempre y cuando la máquina sea correctamente conservada y mantenida.

Se consignaron en los párrafos anteriores las causas principales por las que toda máquina, a partir del momento en que empieza a ser utilizada en las labores de construcción que le corresponden, va sufriendo un constante demérito, por lo que para conservarla y mantenerla en condiciones de satisfactorio funcionamiento requiere de constantes erogaciones y gastos derivados de la opera

ción y mantenimiento de la misma. A medida que aumenta la vida y el uso de la máquina la productividad de la misma tiende a disminuir y sus costos de operación van en constante aumento como consecuencia de los gastos cada vez más frecuentes que la misma sufre, van aumentando los tiempos muertos ó improductivos de la máquina a afectar la productividad de otras máquinas que se encuentran abasteciendo a la primera ó trabajando conjugadamente con la misma en la ejecución de un cierto trabajo.

De la observación "registros cuidadosos y detallados" de los costos de operación y mantenimiento de una máquina, fácilmente se determinará que, después de un cierto período de uso ó de un tiempo, los costos por hora de operación de la misma, en lo futuro, serán mayores que el promedio de costos obtenido durante sus operaciones anteriores, la máquina habrá llegado al fin de su período de vida económica, a partir del cual su operación resultaría antieconómica.

Al finalizar el período de vida económica de una máquina, solamente podrán presentarse cualquiera de los tres casos alternos siguientes:

1).- Que por su patente estado de deterioro, la máquina indudablemente debe de ser definitivamente desechada, debiéndose vender para obtener algún rescate por la misma, ya que sea cual fuere su estado de deterioro, siempre tendrá valor de rescate, por ínfimo que este pueda ser.

2).- Que por el esmero puesto en su cuidado y operación, la máquina se encuentre en condiciones aceptables y capas de continuar trabajando, aunque sujeta a ciertas limitaciones, especial -

mente en lo que respecta a su eficiencia, potencia y por ende, - productividad y operación económica por lo que indudablemente se encontrará en condiciones ventajosas con respecto al equipo de - los competidores, además de que con su empleo se correrán riesgos derivados de imprevisibles y subitas averías que eventualmente podrán ocurrir, con lo que la máquina en cuestión tendrá que parar y de paso podrá darse el caso de que la forzada inactiva de ésta afecte a la "productividad de todo el conjunto de maquinaria que se encuentra trabajando conjugada y armónicamente con la misma en la ejecución de un cierto trabajo".

3).- Que por razones de orden presupuestal o financiero, el - poseedor de la máquina, independientemente del estado de la misma se encuentre en imposibilidad de sustituirla, por lo que aún a costo de sus utilidades se vea en la necesidad de continuar empleando la máquina "obsoleta" en las operaciones de construcción. De proceder así se estará "alargando" la vida útil de la máquina más alta del término de su vida económica.

A la "vida económica" del equipo, también se le denomina "vi-
da efectiva", entendiéndose "efectiva" económicamente hablando .

La esencia de la observación anterior, constituye la diferencia entre "vida útil" y "vida económica"

En síntesis, las definiciones que giran en torno a la llamada vida económica de las máquinas señalan que es un período durante el cual se deben obtener los máximos beneficios durante su operación, pues el equipo puede continuar trabajando por más tiempo, - pero las utilidades tenderán a disminuir. A este nuevo plazo se le conoce como vida útil, de modo que la fecha de terminación de-

la vida económica puede ser elástica en función de la política de ganancia que fije el dueño.

4.4 CRITERIO DE TERMINACION DE LA VIDA ECONOMICA.

Huelga mencionar que existen numerosos criterios fundados en especulaciones más o menos sólidas destinadas a la determinación de la vida económica (vida efectiva) de una máquina. El criterio de determinación más empleado es el estadístico, siendo en nuestro medio las estadísticas norteamericanas las más comúnmente aceptadas, debido fundamentalmente a que la mayoría de la maquinaria disponible en nuestro mercado es producida en el vecino país más no debemos olvidar que en toda la América Latina, se presentan factores de orden económico, social y cultural, que influyen profundamente en la eficiencia, número y economía de los trabajos de construcción en general, condiciones que originan muchas veces que los constructores tengan que seguir el criterio establecido en el punto 3) del inciso anterior

Se entiende que una máquina ya es económicamente obsoleta, cuando ha alcanzado el término de su vida económica, quedando además totalmente amortizada la inversión del capital empleada en su adquisición. Sin embargo, el concepto de obsolescencia es relativo ya que puede suceder que mientras para un constructor cierto equipo resulta obsoleto, para otro, en distintas condiciones financieras, de trabajo, etc., no lo es.

4.5 VALOR DE RESCATE DE UNA MAQUINA.

Se entiende por valor de rescate de una máquina el valor comercial que tiene la misma al final de su vida económica.

Toda máquina usada, aún en el caso de que sólo amerite considerarse como chatarra, siempre tiene un cierto valor de rescate. Se acostumbra considerar el valor de rescate, como un porcentaje del precio de adquisición de la máquina, que puede variar entre 5% y 20%; como regla general se usan un 10%.

Para efectos de obtención del costo-horario de operación de una máquina, existe también el criterio de considerar que, al finalizar el período de su vida económica, el equipo está totalmente, depreciado, considerándose entonces nulo su valor de rescate.

4.6 COSTO HORARIO DE OPERACION DE MAQUINARIA.

La práctica de muchos años ha enseñado la conveniencia de estructurar todos los análisis de costos sobre la base del costo de operación por hora de las máquinas y además elementos que concurren a la ejecución de un trabajo, ya que a su vez los rendimientos de las máquinas y de los restantes elementos, siempre conviene expresarlos en función de cada hora de trabajo.

El costo horario por equipo es el que se deriva del uso correcto de las máquinas adecuadas y necesarias para la ejecución de los conceptos de trabajo conforme a lo estipulado en las especificaciones y en el contrato. Se integra mediante los siguientes cargos:

Cargos fijos.

Cargos por consumos.

Cargos de operación.

Calculados por hora efectiva de trabajo, y en su caso por el "Cargo de Transporte".

4.7 CARGOS FIJOS.

Son los que se derivan de los correspondientes a:

- A) Cargo por depreciación
- B) Cargo por inversión
- C) Cargo por seguros
- D) Cargo por almacenaje
- E) Cargos por mantenimiento mayor y menor.

A).- Cargo por depreciación

Es el que resulta por la disminución en el valor original de la maquinaria, como consecuencia de su uso durante el tiempo de su vida económica. Existen muchas formas para valorar este concepto, pero el más empleado es el sistema lineal, es decir que la maquinaria se deprecia la misma cantidad por unidad de tiempo.

En la actualidad, en el medio de la construcción, la legislación fiscal considera que la depreciación total del equipo de construcción se completa en un periodo de 5 años, lo cual significa una depreciación anual del 20% del costo de adquisición de la máquina, esto es, siguiendo el criterio de depreciación lineal.

B).- Cargo por inversión.

Cualquier organización, para comprar una máquina, adquiere los fondos necesarios en los bancos ó mercados de capitales, pagando por ello los intereses correspondientes ó bien, si el empresario dispone de fondos suficientes de capital propio, hace la inversión directamente, esperando que la máquina le reditúe en cualquier momento en proporción con la inversión no amortizada hasta ese momento. En síntesis podemos decir, que el "cargo por inver-

sión", es el cargo equivalente a los intereses correspondientes al capital invertido en maquinaria.

C).- Cargo por seguros.

Se entiende por "cargo por seguros" el necesario para cubrir - los riesgos a que está sujeta la maquinaria de construcción durante su vida económica, por accidentes que sufra. Este cargo existe tanto en el caso de que la maquinaria se asegure con una Compañía de Seguros, como en el caso de que la empresa constructora decida hacer frente, con sus propios recursos, a los posibles riesgos (autoaseguramiento), de la maquinaria.

D).- Cargo por almacenaje.

Es el cargo derivado de las erogaciones para cubrir la guarda y vigilancia de la maquinaria durante los períodos de su vida económica considerandos como inactivas.

Incluye todos los gastos que se realizan por este motivo, como son: la renta y mantenimiento de las bodegas o patios de guarda y la vigilancia para la maquinaria que sea necesaria.

E).- Cargos por mantenimientos.

Son los originados por todas las erogaciones necesarias para conservar la maquinaria en buenas condiciones, a efecto de que trabaje con rendimiento normal durante su vida económica. Se divide en mayor y menor. En el mantenimiento mayor se consideran todas las erogaciones necesarias para efectuar reparaciones a la maquinaria en talleres especializados, o aquellas que puedan realizarse en el campo, empleando personal especialista y que se requiera retirar la maquinaria de los frentes de trabajo por un tiempo consi-

derable. Incluye: obra de mano, repuestos y renovaciones de partes de la maquinaria, así como otros materiales necesarios. En el mantenimiento menor se consideran todas las erogaciones necesarias para efectuar los ajustes rutinarios, reparaciones y cambios de repuestos que se efectuen en las propias obras: así como los cambios de líquidos hidráulicos, aceites de transmisión, filtros, grasas y estopas. Incluye el personal y equipo auxiliar que realizan estas operaciones de mantenimiento, los repuestos y otros materiales que sean necesarios.

4.8 CARGOS POR CONSUMOS.

Las máquinas empleadas en la construcción de las obras, generalmente son accionadas por motores de combustión interna, bien sean de gasolina o diesel. Para que las máquinas puedan operar se requiere de un constante abastecimiento de los combustibles y lubricantes consumidos por las mismas.

Sabido es que el consumo de combustible de una máquina de combustión interna es proporcional a la potencia desarrollada por la misma, la que generalmente siempre opera desarrollando solamente una fracción de su potencia nominal total, por ejemplo, un camión requerirá del máximo de su potencia nominal únicamente cuando se este acelerando, pero una vez lograda su velocidad de régimen o de trabajo, solo requerirá de una fracción de la potencia nominal de su motor. De igual forma, toda máquina al operar en condiciones normales, solamente, en promedio, necesita de un porcentaje de su potencia nominal total, lo cual se expresa aplicando a la potencia nominal máxima o intermitente, un coeficiente llamado "factor de operación", el cual varía entre 50% y 90% con respecto

a la potencia nominal máxima ó intermitente.

La altura con respecto al nivel del mar, las variaciones de temperatura y las diversas condiciones climáticas, ejercen influencias adversas sobre el consumo de combustibles en las máquinas de combustión interna, ya que disminuyen la potencia del motor, pero esta disminución se considera involucrada, para efecto de cálculo, en el factor de operación.

Los cargos por consumos son los que se derivan de la erogaciones que resulten por el uso de:

- A).- Combustibles
- B).- Otras fuentes de energía
- C).- Lubricantes
- D).- Llantas.

4.9 CARGOS POR OPERACION.-

Es el que se deriva de las erogaciones que hace el constructor por concepto del pago de salarios del personal encargado de la operación de la máquina, por hora efectiva de la misma.

4.10 CARGO POR TRANSPORTE.

En términos generales, el transporte de la maquinaria se considera como cargo indirecto, pero cuando sea conveniente a juicio del constructor, podrá tomarse en cuenta dentro de los cargos directos, o como un concepto de trabajo específico.

4.12 CARGO UNITARIO POR MAQUINARIA.

Se expresa como el cociente del costo directo por hora-máquina entre el rendimiento horario de dicha máquina.

5. COSTOS INDIRECTOS.

5.1 GENERALIDADES.

Los costos indirectos aplicables a una obra o los diversos conceptos de trabajo que forman parte de la misma, son todos aquellos gastos generales que por su naturaleza intrínseca, son de aplicación a todos y cada uno de los conceptos de trabajo que forman parte de una obra determinada, o de dos ó más obras ejecutadas por una empresa constructora, es decir, los gastos generales que ejerce la empresa para hacer posible la persecución de todas sus operaciones en las obras a su cargo.

Los indirectos propios de cada obra particular, son perfectamente previsibles, es decir, se pueden analizar y estimar previamente por lo menos dentro del mismo orden de aproximación de los costos directos. Se pueden, por otra parte, controlar durante la ejecución de la obra, para mantenerlos dentro de los límites prefijados.

A grandes rasgos, podemos clasificar los aspectos que dan lugar a los costos indirectos, dentro de los cinco grupos siguientes:

- 5.5.2 Administración central.
- 5.5.3 Administración y gastos generales de obra.
- 5.5.4 Financiamiento.
- 5.5.5 Fianzas, seguros, etc.
- 5.5.6 Imprevistos.

5.2 ADMINISTRACION CENTRAL.

Toda empresa constructora racionalmente organizada, deberá -

estar dotada de cuerpos administrativos que estén encargados de controlar y vigilar todas las operaciones de la propia empresa, - así como de servir de enlace entre las diversas dependencias que forman parte de la misma.

Dentro de la administración central, algunos de los renglones de gastos más importantes son:

Honorarios de Directivos y Ejecutivos

Honorarios de sueldos de personal administrativo

Salarios de personal de servicio (mozos, veladores, choferes - etc.).

Pasajes y viáticos del personal de administración central.

Gastos de representación.

Consultorías y asesorías.

Estudios e investigaciones

Iguales asuntos jurídicos y fiscales

Seguro Social e impuesto sobre remuneraciones pagadas.

Depreciación, rentas y mantenimiento de edificios, talleres - bodegas, etc.

Depreciación de muebles y enseres.

Amortización de gastos de organización

Previsión para cuentas de cobro dudoso

Previsión para períodos de inactividad

Depreciación, renta y operación de vehículos.

Servicio médico de emergencia.

Indemnizaciones

Gastos de oficina: Papelería y útiles de escritorio, correos,

Telégrafos, teléfonos, luz, gas, radio, situaciones de fondos

copias y duplicados, otros consumos., suscripciones y cuotas, conservación, etc.

Preparación de concursos no ganados.

Publicidad y promoción.

Donativos.

El monto de los gastos correspondientes a la administración central es muy variable dependiendo de la magnitud de la empresa. Se acostumbra expresarlo como un porcentaje del costo directo total de las obras que ejecuta la empresa en un período dado, razón por la cual, este porcentaje debe ser ajustado periódicamente en base a dicho monto. En forma estadística podemos afirmar que la administración central representa entre un 3% y un 8% del costo directo total de las obras de la empresa.

5.3 ADMINISTRACION Y GASTOS GENERALES DE OBRA.

Los conceptos que constituyen este grupo, los podemos desglosar en los siguientes aspectos:

- A) Honorarios, sueldos y prestaciones*
- B) Previsiones generales*
- C) Instalaciones y obras provisionales*
- D) Transportes, fletes y acarreos*
- E) Gastos de oficina.*
- F) Varios*

A) HONORARIOS, SUELDOS Y PRESTACIONES.

Este aspecto cubre todas las erogaciones originadas por el personal técnico-administrativo que en el campo, dirige y supervisa la ejecución de los trabajos. En dicha organización de dirección y superintendencia se incluye desde la jerarquía suprema de

la residencia, que suele ser un ingeniero superintendente ó residente general, hasta sobrestantes, cabos y demás.

Dentro de este aspecto quedan involucrados los siguientes renglones.

Honorarios de superintendente e ingenieros auxiliares.

Honorarios y sueldos de personal administrativo y de servicios (Jefe de oficina, secretarias, pagador, oficinistas, almacenistas, laboratoristas, etc.)

Sueldos y salarios de personal obrero (Bodegueros, mecánicos-soldadores, choferes, veladores, etc.)

Seguro Social, e impuesto sobre remuneraciones pagadas.

Pasajes y viáticos

Sueldos en tránsito.

Compensaciones y gratificaciones

Consultores técnicos en aspecto de obra definida, etc.

B) PREVISIONES GENERALES.

Dentro de este aspecto involucramos todas las previsiones que deben hacerse, relativas a obra de mano, equipo, y materiales, como pueden ser:

Previsión por aumento de salarios.

Previsión por horas extras y días festivos

Previsión por salarios muertos por condiciones climatológicas

Previsión por horas ociosas del equipo, debidas a condiciones climatológicas o falta de refacciones, etc.

C) INSTALACIONES Y OBRAS PROVISIONALES.

Incluimos dentro de este aspecto, todas las erogaciones rela-

tivas a la construcción de obras e instalaciones auxiliares, necesarias para el desarrollo de la obra misma, como pueden ser:

Campamento: oficinas de obra, talleres, bodegas, almacenes, comedores, dormitorios, laboratorio de campo, patios de almacenamiento, etc.

Conservación y mantenimiento de las estructuras anteriores.

Construcción y conservación de caminos de acceso.

Instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, de gas, etc. y su conservación.

Tapiales y cercas

Muelles

Señalamientos

Casetas de vigilancia

Instalaciones deportivas y recreativas

Escuela

Iglesia

Instalaciones para servicios médicos, etc.

D) TRANSPORTES, FLETES Y ACARREOS

En este aspecto se agrupan los gastos originados por:

Consumos y amortización de vehículos del servicio general de la obra.

Fletes de materiales y equipo, etc., no incluidos en el costo directo, etc.

E) GASTOS DE OFICINA.

Papelería y útiles de escritorio

Correo, telégrafos, teléfono, radio

Situaciones bancarias.

Copias y duplicados de planos y documentos

Consumos de luz, gas, etc.

Relaciones públicas, donativos, atenciones, etc.

Suscripciones y cuotas.

Envíos

Pasajes y transportes locales

Amortización de muebles y enseres de oficina

Amortización de equipo de ingeniería, etc.

F) VARIOS.

En este aspecto se involucran otras erogaciones, pueden ser:

Sindicatos

Amortización y consumos de equipo y herramienta de talleres

Control de calidad

Ingeniería de seguridad

Riesgos de obras terminadas (reclamaciones posteriores)

Conservación de la obra hasta la entrega

Derechos de paso y usufructo

Letreros en general

Servicios médicos de emergencia

Intercomunicación

Limpieza de obra en proceso y para entrega

Desmantelamientos

Rupturas y reposiciones (Ductos, pavimentos, cables, etc.)

Deducimos de la observación de la extensa lista de conceptos que intervienen en la "administración y gastos generales de obra" dicho factor de costos indirectos, presenta un rango de variación muy amplio, pudiendo indicarse que sus límites varían entre 5% y 20% del costo directo total de una obra.

5.4 FINANCIAMIENTOS.

Este es un factor de costo de vital importancia, cuya imprevisión puede tener graves consecuencias en los resultados finales de una obra, y aún ocasionar serias pérdidas.

El monto de los financiamientos dependerá, en cada caso particular, de la relación que exista entre el programa previsto de erogación y el programa esperado de ingresos, dependiendo el primero del programa general de obra, y el segundo de la forma de pago establecida en el contrato.

Así por ejemplo, si imaginamos un caso en que el contratista de una obra debe financiar el 25% del costo total de la misma, durante toda su duración, el renglón de financiamiento representará para el contratista un 0.25% mensual de dicho costo total, (esto suponiendo una tasa de interés de un 1% mensual). Si la obra se prolongase un año, dicho renglón de costo, representaría al contratista un 3% del costo total de la obra.

En términos generales, podemos indicar, que dentro de rangos normales, el financiamiento puede representar entre 0% y 5% del costo total de una obra.

5.5. FIANZAS, SEGUROS, ETC.

Involucramos dentro de este grupo a todas las erogaciones motivadas por los aspectos de: Fianzas, seguros, impuestos, multas, recargos, regalías por el uso de patentes, etc. En términos generales, este renglón puede representar entre un 1% y un 5% del costo total de la obra.

5.6 IMPREVISTOS.

Existen divergencias entre si se debe o no, incluir en los cos

indirectos, el aspecto de 'imprevistos'.

Categoricamente hay que reconocer que existen en todo trabajo de construcción, causas o elementos de costo que no pueden ser expresados en números. No se pueden suprimir totalmente los errores, tanto en estimación como en el proceso de ejecución.

No se puede predecir la magnitud de un posible accidente, no se puede cubrir con seguros todas las posibles eventualidades, ni se pueden prever las demoras que causarán en las operaciones.

Elementos de este tipo constituyen el riesgo natural de la construcción, riesgo del mismo género que es inherente a cualquier otro orden de actividad económica.

El criterio correcto de estimación de imprevistos, consistirá pues, en tratar de presuponer con alguna base razonable, los cargos de previsión para el mayor número posible de contingencias, reduciendo a un mínimo aceptable el factor marginal que se supone servirá para cubrir en alguna proporción los riesgos verdaderamente imprevisibles.

El ingeniero analista de precios unitarios, no es un ser supremo que pueda prever los gastos de fuerza mayor, tales como: ciclones, fenómenos, telúricos, etc., de querer preverlos, tendrá que tomar tales factores de seguridad, que sus presupuestos serán tan elevados, que lo pondrán fuera de competencia en el mercado.

Podemos anotar como causa de costos imprevistos a ciertas demoras y suspensiones de trabajo por conflictos obrero-patronales, atraso en suministro de materiales, obra de mano y equipo, o escasez de dichos elementos, accidentes, modificaciones al proyecto, -

erogaciones extras por extravíos, robos y pérdidas, errores y omisiones en presupuesto y programa, etc.

En resumen, podemos concluir que el porcentaje con que se exprese el efecto de los imprevistos dentro de los costos indirectos, dependerá del grado de incertidumbre que se tenga respecto a todos y cada uno de los factores de costo de una obra.

En términos generales podríamos considerar que los imprevistos representan entre un 2% y 20% del costo directo total de una obra.

5.7 UTILIDAD.

Al tratar este tema nos introducimos en un campo en el que cada empresa debe determinarse libremente sin más limitaciones que las que le fijan sus obligaciones para consigo misma y para con la sociedad. Concebida la empresa como una entidad de servicio, sus obligaciones en el campo de lo económico y en el campo de lo social son: supervivencia y mejoramiento; continuidad y desarrollo. Las "utilidades", tienen entonces un mínimo obligado que es aquel que hace posible el cumplimiento de esta doble función.

Por otra parte, dentro régimen de empresa libre y de economía privada, el capital tiene un papel generador; al desempeñarlo asume un riesgo; es pues de conveniencia social y de justicia evidente que tenga una remuneración equitativa.

La utilidad se expresa como un porcentaje de la suma del costo directo total y de los costos indirectos; y quedó claro en el párrafo anterior que el criterio de valuación más significativo es el basado en el grado de riesgo a que estará sujeto el contra-

tista. Otros factores circunstanciales que pueden influir en la -
determinación del porcentaje de utilidad pueden ser: grado de difi-
cultad, técnica de la obra, localización de la misma plazo en que-
deba ejecutarse, magnitud de la obra, etc.

Es común en nuestro medio y dadas circunstancias normales, -
que el porcentaje de utilidad, oscile entre un 8% y un 15%.

A continuación tenemos algunos ejemplos de costos horarios -
y análisis de precios unitarios, los cuales vienen a complementar-
lo visto con anterioridad.

ANALISIS DE COSTO DIRECTO: HORA - MAQUINA

EQUIPO: VIBRADOR DE CONCRETO CON CABEZAL DE 41 X 300 MM.

DATOS GENERALES

Precio adquisición	\$ 23,000.00	Fecha cotización	4000 años
Equipo adicional		Vida económica (Ve)	2000 hr/año
		Motor: GASOLINA	do 3.0 HP.
Valor inicial (Va):	\$ 23,000.00	Capacidad carter	1.0 LT.
Valor rescate (Vr):	% \$ 2,300.00	Llantas:	
Tasa interés (I)	%	Coefficiente almacenaje (K):	3%
		Factor mantenimiento (Q):	80%
		Prima de seguros (s):	1.5%

I CARGOS FIJOS

Depreciación D = (VA - VR)/VE	(23,000.00 - 2,300.00) / 4,000 años	= \$	5.17
Inversión I = (VA + VR) / 2HA	(23,000.00 + 2,300.00) / 0.10 / 2 (2000)	= \$	0.63
Seguros: S = (VA + VR) S/2HA	(23,000.00 + 2,300.00) 0.15 / 2 (2000)	= \$	0.95
Almacenaje: A = KD	0.03 X 5.17	= \$	0.15
Mantenimiento: M = QD	0.80 X 5.17	= \$	4.14

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA

11.04

II CONSUMOS

Combustible:

Diesel E = D x H.P.	=	_____ LTS/HR x \$ _____	= \$	
Gasolina E = G x H.P.	=	0.10 X 3 = 0.30 LTS/HR x \$ 2.80	= \$	0.84
Otras fuentes de energía:			=	

Lubricantes:

Capacidad carter: C =	1.00	litros	
Cambios aceite: T =	50.00	horas	
A = C/T + Factor x E =	1/50 + 0.00307 X 3.0	LTS/HR	0.029
L =	0.029	LT/HR x \$ 25.00	/LT 0.26
Filtros 35% x A = \$	0.35 X 0.73		
Llantas			
Vida económica Hv =		horas	
LL = (VLL x 1.15)/Hv =			

SUMA CONSUMOS POR HORA

1.83

III OPERACION

S. operador:	\$ _____
S. ayudante:	\$ 271.00

SUMA

H = horas/turno prom:	
Operación = O = S/H	\$ 271.00/8 = \$ 33.88

SUMA OPERACION POR HORA

33.88

COSTO DIRECTO HORA - (MAQUINA (HMO))

\$ 46.75/HORA

ANÁLISIS DE COSTO DIRECTO: HORA - MAQUINA

EQUIPO: REVOLVEDORA DE 1/2 SACO MIPSÁ

DATOS GENERALES

Precio adquisición	₡ <u>47.500,00</u>	Fecha cotización	<u>6000</u> años
Equipo adicional	_____	Horas por año (Ha)	<u>1600</u> hr/año
	_____	Motor: <u>GASOLINA</u>	de <u>6</u> HP.
Valor inicial (Va):	₡ <u>47.500,00</u>	Capacidad carter	<u>2.51</u> LT.
Valor rescate (Vr):	₡ <u>4.750,00</u>	Llantas:	_____
Tasa interés (I)	% <u>5</u>	Coe. eficiente almacenaje (K):	<u>5%</u>
		Factor mantenimiento (Q):	<u>80%</u>
		Prima de seguros (s):	<u>3%</u>
		F. E. -	<u>85% X 6 = 5 HP.</u>

I CARGOS FIJOS

Depreciación D = (VA - VR)/VE	<u>(47.500,00 - 4.750,00)/6000</u>	= \$	7.12
Inversión I = (VA + VR) I/2HA	<u>(47.500,00 + 4.750,00) 0.1/2(1.600)</u>	= ₡	1.63
Seguros: S = (VA + VR) S/2HA	<u>(47.500,00 + 4.750,00) 0.03/2(1.600)</u>	= \$	0.49
Almacenaje: A = KD	<u>0.05 X 7.12</u>	= \$	0.36
Mantenimiento: M = QD	<u>0.80 X 7.12</u>	= \$	5.70

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA 15.30

II CONSUMOS

Combustible:

Diesel: E = D x H.P. =	_____ LTS/HR x \$ _____	= \$	
Gasolina E = G x H.P. =	<u>0.10 X 5.0</u> LTS/HR x \$ <u>2.80</u>	= \$	1.40
Otras fuentes de energía:	_____	=	

Lubricantes:

Capacidad carter: C =	<u>2.50</u> litros		
Cambios aceite: T =	<u>100.00</u> horas		
A = C/T + Factor x E =	<u>2.5/100 + 0.00307 X 5</u> LTS/HR	0.040	1.00
L =	<u>0.040</u> LT/tr x \$ <u>25.00</u> /LT		0.13
Filtros 35% x A = \$	<u>0.35 X 0.36</u>	=	
Llantas	_____	=	
Vida económica Hv =	_____ horas		
LL = (VLL x 1.15)/H.V. =	_____	=	

SUMA CONSUMOS POR HORA 1.13

III OPERACION

S. operador: \$ _____
S. ayudante: 271.00

SUMA

H = horas/turno prom:
Operación = O = S/H \$ 271.00/8.00 = \$ 33.88

SUMA OPERACION POR HORA 33.88

COSTO DIRECTO HORA - MAQUINA (EMDI) \$ 50.31/HORA

OBRA:	UBICACION:
ESPECIFICACION:	UNIDAD: M2
CIMBRA COMUN EN LOSA RETICULAR	

CONCEPTO				
MATERIALES:	U.	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
MADERA DE PINO PARA CIMBRA	P.T.	2.75	13.70	36.30
CLAVO	KG.	0.15	20.00	3.00
ALAMBRE RECOCIDO	KG.	0.01	17.00	0.17
DESOLDANTE 8 M2 / LT.	LT.	0.125	6.00	0.75
CHAFLAN	ML.	1.100	2.10	2.31
OBRA FALSA METALICA	DIA	8.00	9.00	72.00

TOTAL MATERIALES				114.53
OBRA DE MANO:	U.	H/RI REND.	S. REAL	IMPORTE
HABILITADO (4 USOS - 12H3/ JOR)				
OFICIAL CARPINTERO	JOR.	0.0208	285.00	5.93
AYUDANTE CARPINTERO	JOR.	0.0208	230.00	4.78
CIMBRA Y DESCIBRADO (9.00M2/JOR)				
OFICIAL CARPINTERO	JOR.	0.1111	285.00	31.66
AYUDANTE CARPINTERO	JOR.	0.1111	230.00	25.55
MANDO INTERMEDIO	%	8.00	67.92	5.43

TOTAL OBRA DE MANO				73.35
EQUIPO:	U.	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE

TOTAL EQUIPO				
HERRAMIENTA:	U.	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
HERRAMIENTA MENOR 5% H.O.	%	5.00	67.92	3.40

FECHA:	FORMULO:	REVISO:	TOTAL HERRAMIENTA	3.40
OBSERVACIONES:			MATERIALES	\$ 114.53
			OBRA DE MANO	\$ 73.35
			EQUIPO	\$
			HERRAMIENTA	3.40
			COSTE DIRECTO	\$ 191.28
			IND. Y UTILIDAD 38%	72.68
			PRECIO UNITARIO	\$ 263.96

OBRA: _____ UBICACION: _____
 ESPECIFICACION: _____ UNIDAD: M² CLAVE: _____
 COLADO, CURADO, ROMBEO, APUNDO, CIMBRA Y DESCIMBRA DE LOSA DE 10 CM DE ESPESOR

CONCEPTO				
MATERIALES:	U.	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CONCRETO PREMEZCLADO F'c=250 KG/CM ²	M ³	0.10	1,415.00	14.15
ACERO DE REFUERZO FY=4,200 KG/CM ² -7.5KG/M ²	KG.	7.50	14.00	105.00
CIMBRA EN LOSA	PT.	5.13	13.70	70.28
CLAVO	KG.	0.50	20.00	10.00
ALAMBRE RECOCIDO	KG.	0.30	17.00	5.10
ACEITE	LT	0.80	1.70	1.36
CUBACRETO	LT.	2.50	10.00	25.00
			TOTAL MATERIALES	230.89
OBRA DE MANO:	U.	(M ²)/REND.	S. REAL	IMPORTE
RENDIMIENTO 15 M ³ /JORNAL				
1.- OFICIAL ALBARIL	JOR.	0.0666	307.00	20.45
1.- PEON	JOR.	0.0666	630.00	41.96
RENDIMIENTO 200 KG/JORNAL				
1.- OFICIAL FIERRERO	JOR.	0.0050	295.00	1.47
2.- AYUDANTE FIERRERO	JOR.	0.0050	460.00	2.30
RENDIMIENTO 9.00 M ² /JORNAL				
1.- OFICIAL CARPINTERO	JOR.	0.1111	285.00	31.60
1.- AYUDANTE CARPINTERO	JOR.	0.1111	239.00	25.55
MANDO INTERMEDIO 8% N.O.	%	8.00	123.39	9.87
			TOTAL OBRA DE MANO	133.25
EQUIPO:	U.	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
VIBRADOR CON CAREZAL	M ²	1.24	46.75	57.97
ROMBEO DE CONCRETO	M ³	1.00	170.00	170.00
			TOTAL EQUIPO	227.97
HERRAMIENTA:	U.	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
HERRAMIENTA MENOR 5% N.O.	%	5.00	123.39	6.17
			TOTAL HERRAMIENTA	6.17
FECHA: _____	FORMULO: _____	REVIC: _____		
OBSERVACIONES:			MATERIALES	\$ 230.89
			OBRA DE MANO	\$ 133.25
			EQUIPO	\$ 227.97
			HERRAMIENTA	\$ 6.17
			COSTO DIRECTO	\$ 598.28
			IND. Y UTILIDAD 38%	227.34
			PRECIU UNITARIO	\$ 825.62

VI.- CONCLUSIONES

El concreto deberá de manejarse con mucho cuidado, ya que como hemos visto es de vital importancia en la construcción de estructuras, por lo que la resistencia con la que se diseñe la mezcla deberá de tener un control de calidad muy minucioso, para así poder evitarse problemas posteriores que se puedan presentar en la estructura donde vaya a utilizarse.

No debemos olvidar que las características que posea el concreto, estarán en función del tipo de obra a realizarse.

Cabe mencionar la importancia que tiene la buena transportación del concreto, esto con el fin de tener una mejor calidad y mayor economía durante el colado.

Dentro del presente trabajo hemos mencionado algunos procedimientos constructivos, que se emplean para la construcción de los diversos elementos de concreto, estos son generalmente los más usados. No debemos olvidar que existen una infinidad de procedimientos y que algunos son generalmente los más usados. No debemos olvidar que existen una infinidad de procedimientos y que algunos son usados en casos muy particulares, así como otros son muy poco recomendados ya que algunas veces resultan ser antieconómicos y no son justificables por la obra.

Las recomendaciones dadas deberán de tomarse en consideración siempre y tomar en cuenta que pueden existir más, lo cual estará en función de la obra y la situación que se presente durante el colado.

Es necesario tener presente que ninguna precaución que se tome es poca y que sin embargo en un momento dado puede ayudar a evitar pérdidas económicas, que pueden llegar a ser considerables.

Hemos enfocado los procedimientos antes descritos desde el punto de vista de dar soluciones y recomendaciones a los diferentes tipos de problemas que generalmente se presentan durante la construcción de las estructuras de concreto. No obstante pueden existir un sin número de problemas y situaciones que se pueden presentar en una obra, pero hemos tratado de enunciar los que creemos más importantes y que se presentan con mayor frecuencia.

Debemos tomar en consideración que cuando nos vayamos a referir a una estructura de concreto, de forma irregular, estas tienen procesos constructivos especiales y que generalmente se usan para cada caso en particular, diferentes métodos, no debemos olvidar que este tipo de estructuras por su forma requieren de una supervisión muy cuidadosa, ya que como se menciona son de espesores muy pequeños y por su forma el concreto tiende a deslizarse si no se usa un revestimiento adecuado.

Los materiales que se emplean para este tipo de elementos han sufrido cambios muy fuertes en lo concerniente a su costo, y siguen en ascenso, por lo que es necesario tener en consideración este aspecto, para la elaboración del precio unitario, el cual deberá hacerse de una manera muy meticulosa, ya que de este dependerá el seleccionar el tipo de estructura que se piensa utilizar, así como el costo y la utilidad de la obra.

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

- | | |
|---|--|
| MECANICA DE SUELOS TOMO II | JUAREZ BADILLO
RICO RODRIGUEZ |
| METODOS CONSTRUCTIVOS | JORGE A. GONZALEZ VOLCAN |
| METODOS, PLANEAMIENTO Y EQUIPOS
DE CONSTRUCCION | R.L. PEURIFOY |
| CIMENTACIONES SUPERFICIALES | JAVIER RIVAS CORTENO |
| CIMBRAS TOMO II | J.G. RICHARDSON (INCYC) |
| PILOTES USADOS EN CIMENTACIONES
PROFUNDAS | LUIS SERRANO ORTIZ |
| LOSAS PLANAS ALIGERADAS CON
SONOVOID | HUMBERTO J. BENET |
| CASCARONES DE CONCRETO | J. ANTONIO TONDA |
| ANALISIS Y DISEÑO DE LAS BOVE
DAS DE CASCARA | ALFONSO OLVERA LOPEZ |
| ESTIMACION DE LOS COSTOS DE
CONSTRUCCION | R.L. PEURIFOY |
| CATALOGO DE CARGOS FIJOS DE LA
MAQUINARIA DE LA CONSTRUCCION | CAMARA NACIONAL DE LA
INDUSTRIAL DE LA CONS
TRUCCION |
| FACTORES DE CONSISTENCIA DE
COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS | APUNTES DEL CURSO DE CONS
TRUCCION I FACULTAD DE
INGENIERIA. |