

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO
CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS
DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO

ING. JULIO PINDTER VEGA
DIRECTOR DEL PROGRAMA DE EQUIPAMIENTO
FIDEICOMISO PARA EQUIPO MARITIMO Y
PORTUARIO
CUERNAVACA # 5
COL. CONDESA
MEXICO D.F.
TEL. 553 89 74
570 00 73

EVALUACION DEL CURSO

3

	CONCEPTO	EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO.	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DI VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DI VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELERA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIÉRCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 A 18 H.	O T R O

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS
DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO
MEXICO D.F.

SONDEOS GEOLOGICOS

ING. JULIO PINIER VAGA
JUNIO 1985

SONDEOS GEOLOGICOS

Dentro del capítulo de estudios previos, al proyecto y construcción de obras se encuentra la exploración del suelo. Tanto el proyectista como el encargado de la construcción deberán tener una concepción de las propiedades físicas de los suelos. El proyectista para el análisis y diseño de las diversas obras que comprende un puerto (obras exteriores e interiores) y el constructor para relacionar las diferentes fases de la construcción con las características del terreno.

Las investigaciones del terreno y de laboratorio, necesarias para obtener esta información, constituye lo que se denomina: sondeos geológicos, reconocimiento del terreno o exploración del suelo.

La finalidad de los sondeos geológicos, son la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos y las características estratigráficas como la obtención de muestras para pruebas y estudios en laboratorio, que nos permitan obtener las características físicas del suelo y con ella información para el diseño estructural y una herramienta básica para la construcción de obras.

En la fase de planeación, los reconocimientos del terreno es esencial para la distribución de las diversas áreas que conforman un proyecto. En esta fase la retroalimentación entre los estudios de campo y gabinete es esencial, puesto -

2

que nos permite el aprovechamiento óptimo de las áreas depen-
diendo de su uso y las propiedades físicas del terreno, Si -
una área se destina al asentamiento de industrias debemos se-
leccionar los terrenos de mejores características, si se tra-
ta de dragar un canal de navegación y/o dársena se requiere-
que el suelo reúna la condición de que sea económicamente via-
ble su dragado, para esta fase se recomiendan los sondeos de
exploración por medio pozos de lavado que posteriormente se -
describirán.

Para la fase de ingeniería de detalle, se requiere explo-
raciones más detalladas, las cuales dependen del tipo de terre-
no. Para terrenos no cohesivos, comunmente se emplea la pene-
tración "estandar", hincando por percusión, y para los cohesi-
vos, sondeos con percusión de muestras por medio del tubo ---
shelby hincado a presión.

Para la localización y tipo de sondeos, interviene el ti-
po de estructura y las características generales del terreno -
por lo que los planos de exploración del suelo indicarán la -
profundidad, espaciamiento y tipo de sondeo. Con los resulta-
dos de los sondeos exploratorios iniciales se determinarán --
las características generales del terreno y con ello determi-
nar la profundidad a las que llegarán los sondeos, es decir-
ya estaríamos en la posibilidad de obtener información para -
localizar en planta los sondeos y en elevación la estratigra-
fia.

Los sondeos que se requieren en el proyecto de obras marí-
timas, por lo general, son de los tres tipos, es decir del ti-
po exploratorio, penetración standar y de recuperación de mues-
tras inalteradas, realizados en tierra firme y en en fondo ma-

3

rino, en estos últimos, esto es, del fondo marino se requieren balzas especiales que nos permitan absorber los movimientos -- del mar, debido a esto, ultimamente se estan empleando métodos rápidos y confiables como son los sondeos a base del cono estático y dinámico.

Dependiendo del tipo de explotación, se pueden clasificar en:

Indirectos: Son los métodos en los cuales no se obtiene muestra alguna y cuyos resultados son obtenidos en forma indirecta. Pueden ser:

- a) Veleta
- b) Penetración cónica dinámica
- c) Penetración cónica estática
- d) Prospección geofísica
 - Sísmico
 - Resistividad eléctrica
 - Magnético
 - Gravimétrico
- e) Fotogeología

Directos: Son aquellos procedimientos en que el reconocimiento del suelo se hace a través de las muestras obtenidas, - las cuales pueden ser representativas o nó representativas; a su vez, según su obtención, estas muestras pueden estar alteradas o no alteradas. Entre estos procedimientos se pueden considerar los siguientes:

- a) A cielo abierto: Excavaciones, galerías, trincheras, túneles, etc.

b) Por medio de perforaciones: Con barras helicoidales, -
posteadoras o equipo simi
lar.

Por percusión

Por presión

Por rotación

Por lavado.

Dependiendo de la forma de realizar la exploración, el --
muestreo se puede clasificar en: Contínuo y No Contínuo.

Para obtener muestras de suelo en las perforaciones explo
ratorias, se utiliza una cuchara o tubo sacamuestras que se ba
ja con las mismas barras de sondeo utilizadas para el barren-
o para la punta de inyección. El sacamuestras entonces es forza
do o hincado en el terreno para ser luego retirado con la mues
tra en su interior. Ahora bien, el nombre que comunmente se --
les dá a los métodos de exploración depende del procedimiento-
y de los tipos y dimensiones de la cuchara o muestreador utili
zados. sin embargo, ninguno de los métodos de exploración es -
igualmente adecuado a todas las condiciones que pueden presen
tarse en el terreno, po lo que se han desarrollado una gran va
riedad de métodos. Evidentemente, no es posible indicar todos-
estos métodos, por lo que se discutirán sólo brevemente algu-
nos de los más usuales.

Tipos de Muestreadores:

a) Muestradores exploratorios.- Dentro de este grupo se-

encuentran las barras helicoidales, las cucharas muestradoras, los tubos ranurados y los muestreadores de copa. Se usan para el avance y limpieza de perforaciones, para muestrear materiales nó cohesivos y materiales cohesivos blandos. Las muestras logradas son seriamente alteradas y en ocasiones solo son muestras nó representativas.

b) Muestreadores Guiados.- Son tubos que se hincan con un movimiento lineal a lo largo de su eje. Se dividen en dos grupos, los muestreadores abiertos y los de pistón, ambos son tubos abiertos en su extremo inferior. En el muestreador abierto el suelo penetra en él conforme se va hincando; mientras que en el pistón es posible forzar al muestreador a través del terreno que no se desea muestrear, y sólo se retira al pistón al encontrarse el terreno que se desea muestrear.

Con estos muestreadores es posible obtener muestras inalteradas representativas, dependiendo del diseño del muestreador y del cuidado que se tenga al operarlo, lo cual es conveniente para determinar, a través de ensayos de laboratorio, las propiedades físicas de los materiales cohesivos.

Entre los más importantes están los muestreadores de pared delgada, como lo son el muestreador abierto (tipo Shelby, el muestreador de pistón estacionaria (tipo Olsson), el muestreador con pistón retráctil (Tipo California o Porter) y el muestreador de pistón libre.

c) Muestradores de Barril.- Este tipo de muestreador en

lugar de desplazar el material como los muestreadores guiados, lo corta y lo saca al exterior con ayuda de flúidos de perforación. Pueden ser muestreadores de barril simple o muestreadores de barril doble, siendo los últimos lo que más ventajas presentan.

El muestreador de barril doble está formado por dos tubos concéntricos que giran independientemente; mientras el interior sirve sólo para tomar la muestra, el exterior sirve para cortar el material por medio de la broca que tiene en su extremo inferior. Los más usados son el tubo Denison y Wire Line. El primero se usa ventajosamente en suelos duros y el segundo se usa en rocas y suelos duros, representando una mayor eficiencia en la toma de muestras profundas.

Todos los muestreadores de barril doble eliminan la tensión y abrasión sobre la muestra, lo que no sucede con los muestreadores de barril sencillo.

(Al final del trabajo se incluyen figuras de muestreadores)

3.- MÉTODOS DE EXPLORACION MAS USUALES:

Los métodos de exploración más usuales son los siguientes:

A cielo abierto

De penetración standar

Muestreo con tubo Shelby, Olsson, California o Porter

Muestreo con barril doble, tipos Denison y Wire Line.

De rotación

De lavado.

Sólo comentaremos los aspectos generales de cada un de -
estos métodos, para un mayor detalle se pueden consultar las -
referencias 1, 2, y 3.

Sondeos a Cielo Abierto.- Presentan las ventajas de que
no se necesita equipo especial para realizarlos, de que se --
pueden obtener muestras representativas inalteradas del tama-
ño que se desee, y de que se pueden observar a simple vista -
los detalles de las formaciones.

Métodos de Penetración Estandar.- Es el método más sim-
ple para obtener una idea sobre el grado de compactación del-
suelo In Situ; consiste en contar el número de golpes que se-
requieren para hincar un muestreador especial treinta centime-
tros en el terreno, con un peso determinado y una altura de -
caída fija. Fué diseñado por Terzaghi para conocer la compac-
dad relativa de las arenas, aplicandose también para conocer-
de una manera muy tosca la consistencia natural de las arci--
llas. Tiene la ventaja de que permite obtener muestras altera-
das casi continuas, así como la variación de la resistencia a
la penetración en la profundidad explorada. Este es un método
muy versátil que permite obtener una serie de datos muy impor-
tantes a muy bajo costo, siendo relativamente fácil de ejecu-
tar. Debe de usarse para muestrear estratos de arena. Debido a
todo lo anterior probablemente es el método más usado en el -
muestreo de suelos.

Muestreador con Tubo Shelby, Olsson, California o Porter.

En estos métodos el muestreador se hínca a presión

El tipo Shelby es muy económico pudiendo utilizarse ventajosamente alternándolo con el de penetración estandar. Se usa para muestrear suelos cohesivos de consistencia blanda en donde el número de golpes obtenidos por el método de penetración estandar sea menor de quince. Permite obtener un sondeo continuo con muestras representativas inalteradas en los estratos de arcilla blanda, que son los que producen mayores problemas en el diseño de las cimentaciones. Todas las muestras obtenidas por el muestreo tipo Shelby se envían a laboratorio para sus ensayos.

Los muestreadores California guiados de pistón tipo Olsson, California o Porter se usan en suelos arcillosos de consistencia muy blanda, en donde el material no puede detenerse y extraerse con un muestreador tipo Shelby. Este tipo de muestreo, resulta más costoso que el muestreo tipo Shelby.

Muestreo con barril doble, tipos Denison y Wire Line. - En estos métodos el muestreador se hínca a rotación. Se utilizan en suelos cohesivos en donde el método anteriormente descrito no puede utilizarse, o sea, en suelos cohesivos de consistencia dura. El muestreo tipo Wire Line también sirve para muestrear rocas blandas.

Estos tipos de muestreo se usan con poca frecuencia debido a que el tipo de suelo para el cual son apropiados pocas veces

9
presentan problemas serios de cimentación.

Muestreo de Rotación.- Este tipo de muestreo se utiliza en suelos duros o rocas; puede hacerse con recuperación de muestras alteradas o con obtención de muestras inalteradas.-- El material se corta con brocas de diamante o acero al tungsteno, principalmente, las cuales tienen un cierto número de vías de agua para facilitar la abrasión de la roca.

Muestreador de Lavado.- Es un método exploratorio rápido y económico que se utiliza para conocer aproximadamente la estratigrafía del suelo; frecuentemente ocasiona errores en la identificación de los suelos y al marcar las fronteras de los estratos. Conviene usarlo como auxiliar en otros métodos de perforación para avanzar el sondeo. Si se hace una comparación de los costos es preciso efectuar, por lo menos, un sondeo hasta una profundidad mayor de vez y media el ancho de la superficie rectangular cargada. Si la superficie de carga es irregular, resulta apropiado determinar la distribución de incrementos de esfuerzos verticales inducidos por la carga a lo largo de una vertical que pase por el centro del área cargada. Tal incremento, a la profundidad mínima de exploración, no debe sobrepasar el 10 % del esfuerzo vertical inicial a esta misma profundidad.

.. Cuando se teme un deslizamiento por cortante de los materiales de cimentación, se recomienda llevar los sondeos hasta una profundidad superior a aquella donde ocurren los máximos esfuerzos costantes.

En el caso de excavaciones profundas, la estabilidad de los taludes es el factor predominante y se recomienda llevar los sondeos hasta una profundidad igual al ancho del fondo de la excavación.

Si con base en los estudios geológicos previos, para exploraciones con fines de dragado, se supone que el subsuelo es uniforme, se separan los sondeos de 150 a 200 metros para áreas de mediana extensión, localizando los sondeos iniciales en las esquinas y los siguientes hacia el centro.

Finalmente, pueden ser varios los criterios que rigen la obra; en tal caso se elegirá la profundidad de los sondeos de acuerdo con el de mayor exigencia.

III. Se hace el análisis de los factores indirectos.

IV. Se procede a formular y ejecutar el programa de exploración.

5.- PRESENTACION DE LOS DATOS GEOLOGICOS:

Los datos proporcionados por la exploración geológica deberán presentarse en un registro de campo, junto con un informe de trabajo. La clasificación de los suelos deberá hacerse con base en el sistema unificado de clasificación de suelos.- La clasificación de las rocas deberá hacerse de acuerdo con su especie mineralógica. En los registros de campo de los sondeos se deberá anotar el porcentaje de recuperación de muestras, la velocidad de avance, el color del agua de retorno a la perfo-

11

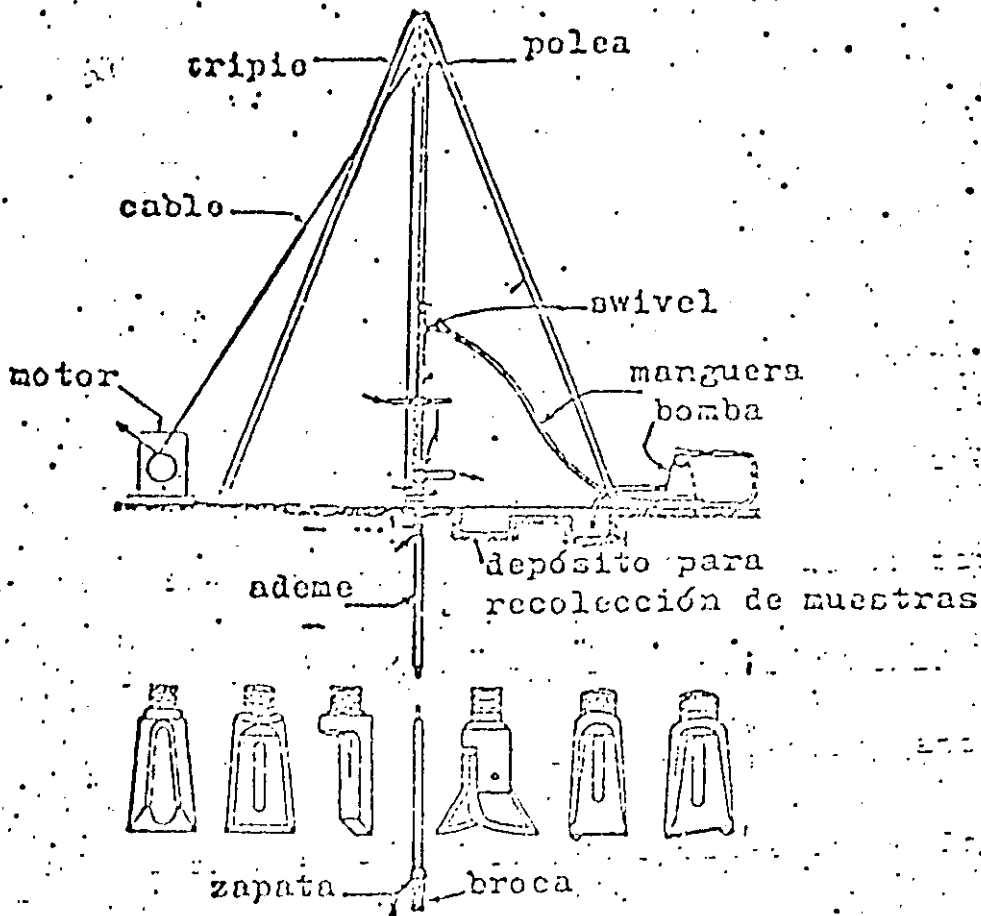
ración, el nivel freático, las pérdidas de agua parciales o totales, la presencia de aguas artesianas, el tipo de muestreados utilizado, el tipo de perforación utilizado, el uso de dinamita, las dimensiones del equipo y cualquier información que pueda ser útil.

Las muestras obtenidas se deberán enviar al laboratorio debidamente empacadas, clasificadas, localizadas y numeradas.

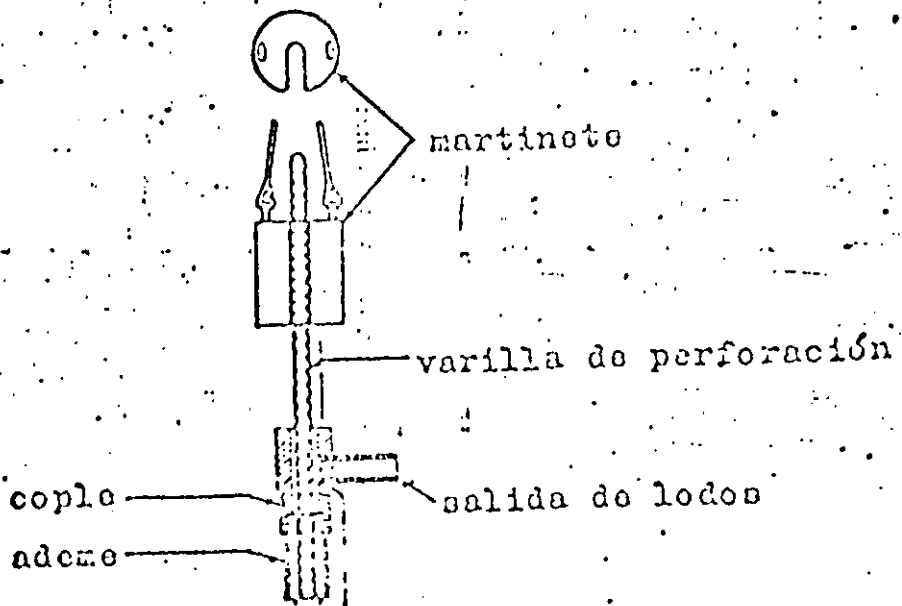
REFERENCIAS :

10.

- 1.- Hvorslev, H.J.- Subsurface Exploration and Sampling of soils U.S. Corps of Engineers, Waterway experimental station - Vicksburg, Miss - 1949.
- 2.- Terzagui y Pack.- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica - (Trad. O. Moretto) - Ed. El Ateneo - 1955
- 3.- Flores Salazar, B.- Perforación y Sondeos del Suelo para obras de Ingeniería Civil - SOP - 1967
- 4.- Cambefort, H. - Forages et Sondages - Engrolles, Paris, 1955.
- 5.- Krinine y Judd. - Principles of Engineering Geology and Geotechnics.- Mc. Graw Hill 1951.
- 6.- Peck Hanson y Thornburn - Foundation Engineering - John Wiley and Sons - 1957.
- 7.- Juárez B. y A. Rico.- Mecánica de Suelos - Tomo I UNAM 1969.



Equipo de perforación por lavado



Martinoto y Ademe



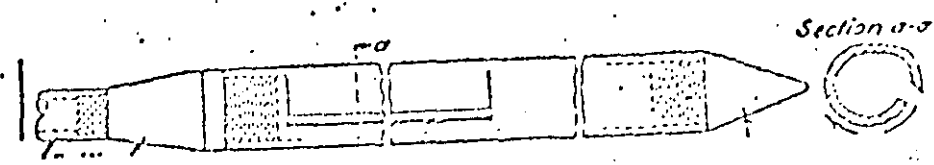
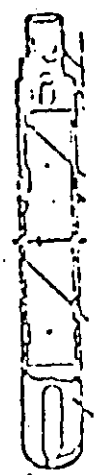
(a)



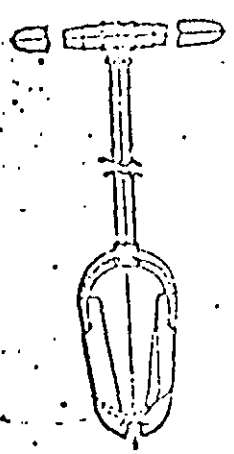
(b)



(c)

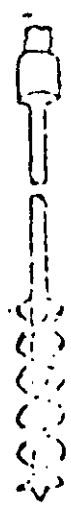


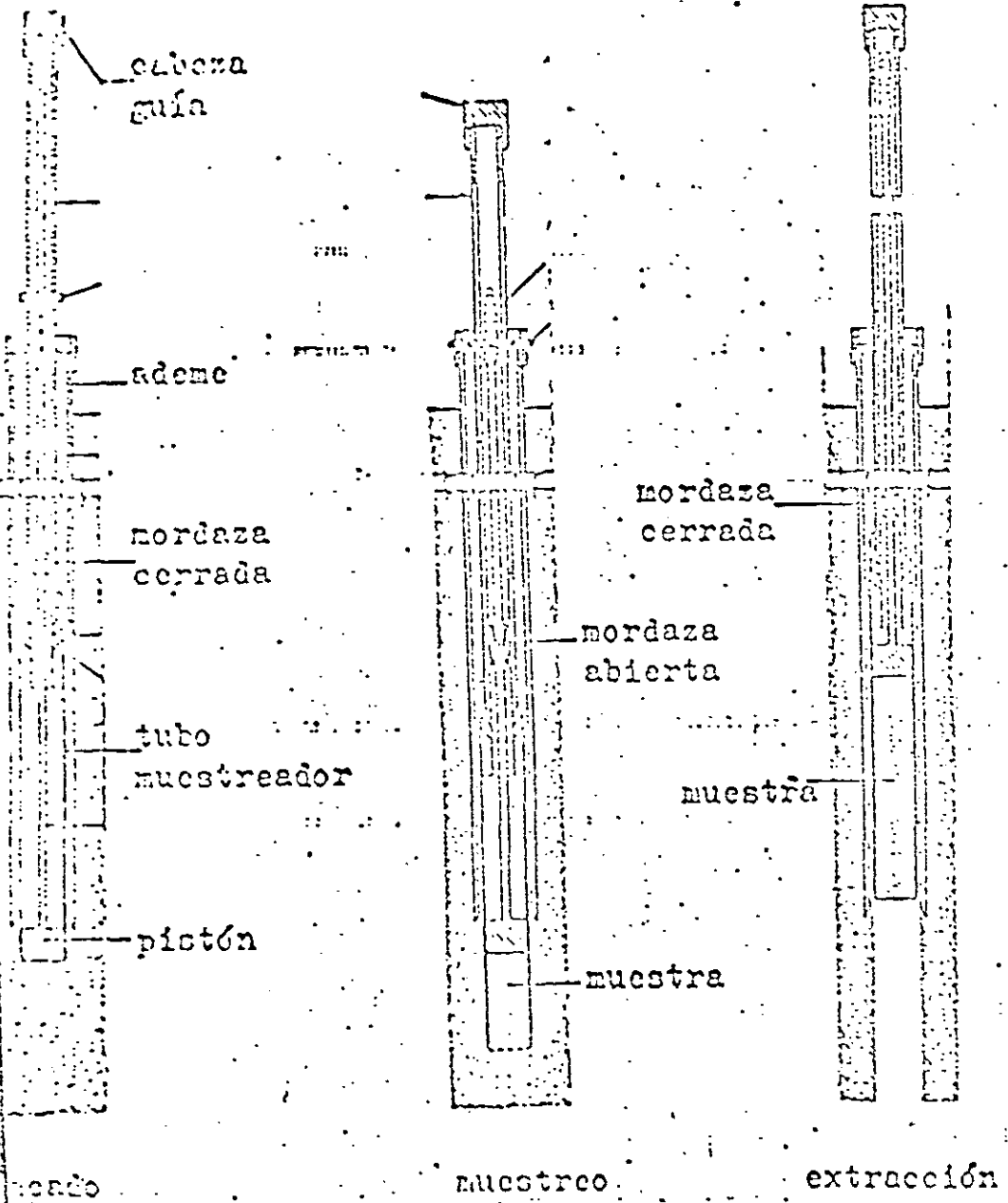
(d)



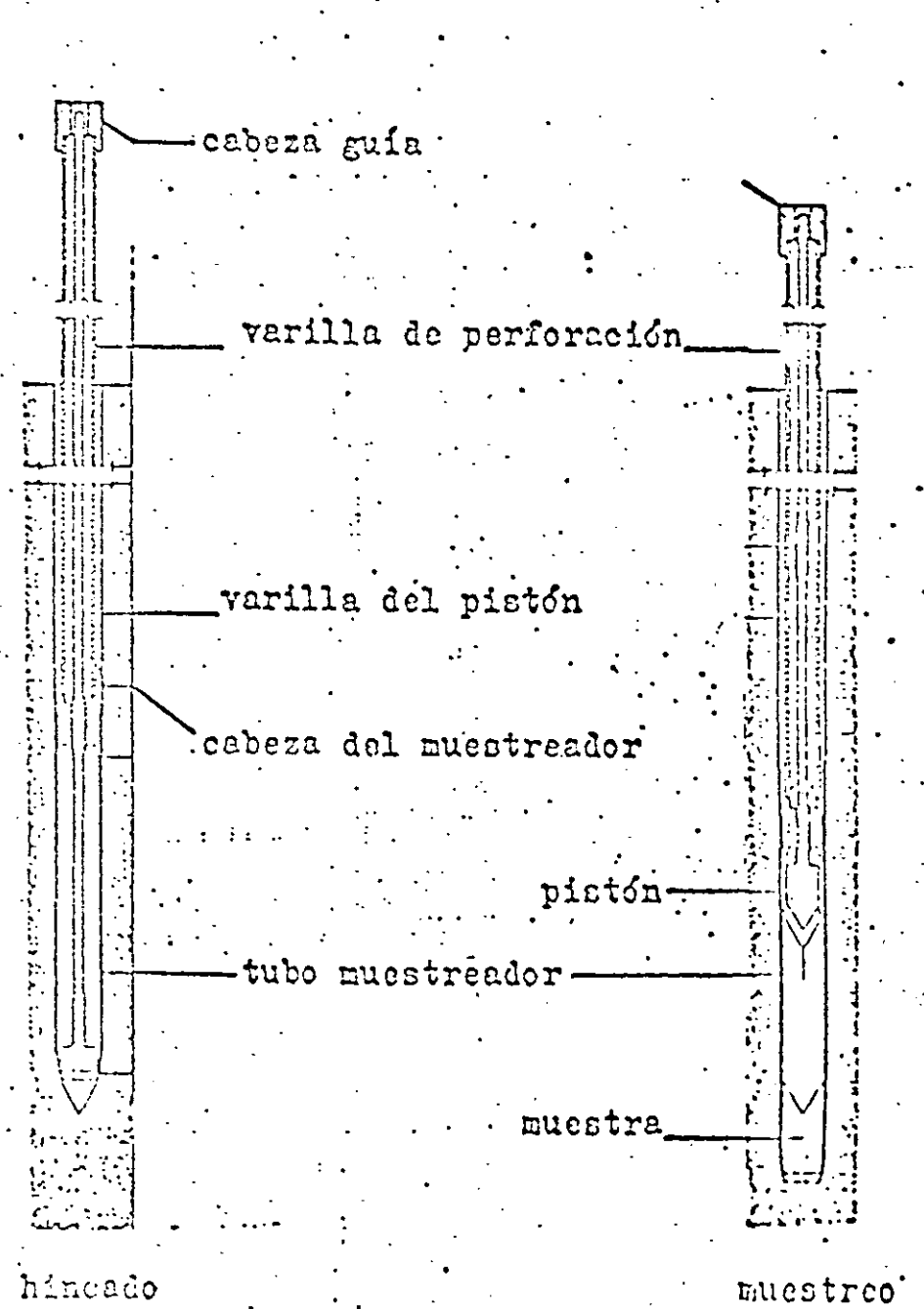
(e)

- (a)muestrador de cuchara
- (b)bomba de arena
- (c)cuchara giratoria
- (d)cucharon recogedor
- (e)pala posteadora

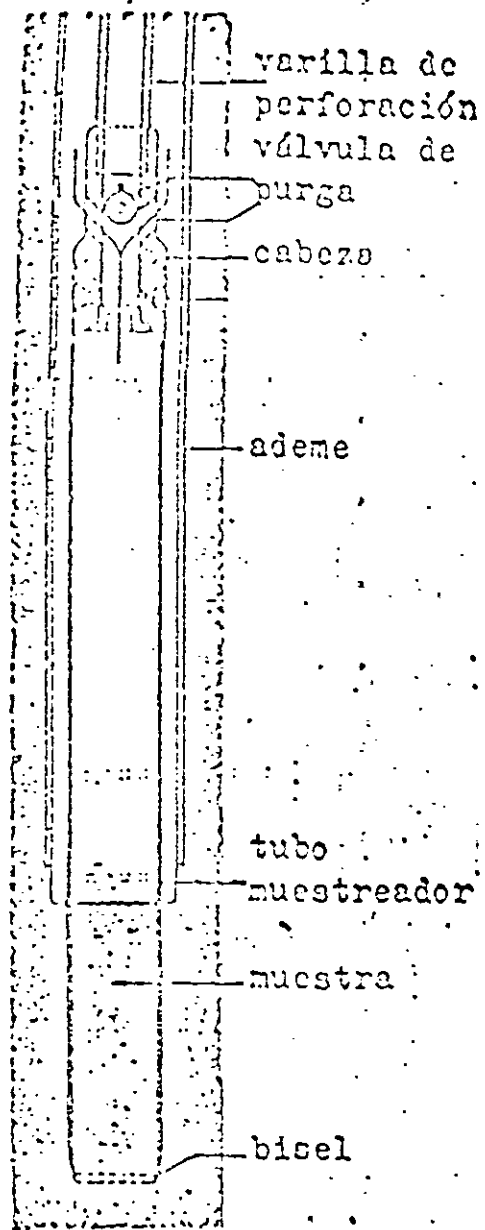




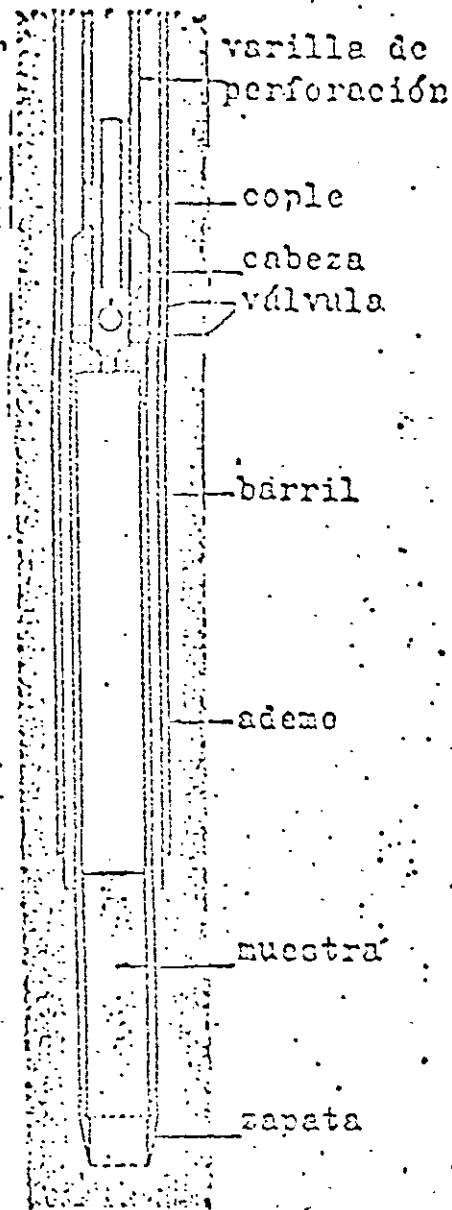
Muestreador de pistón estacionario



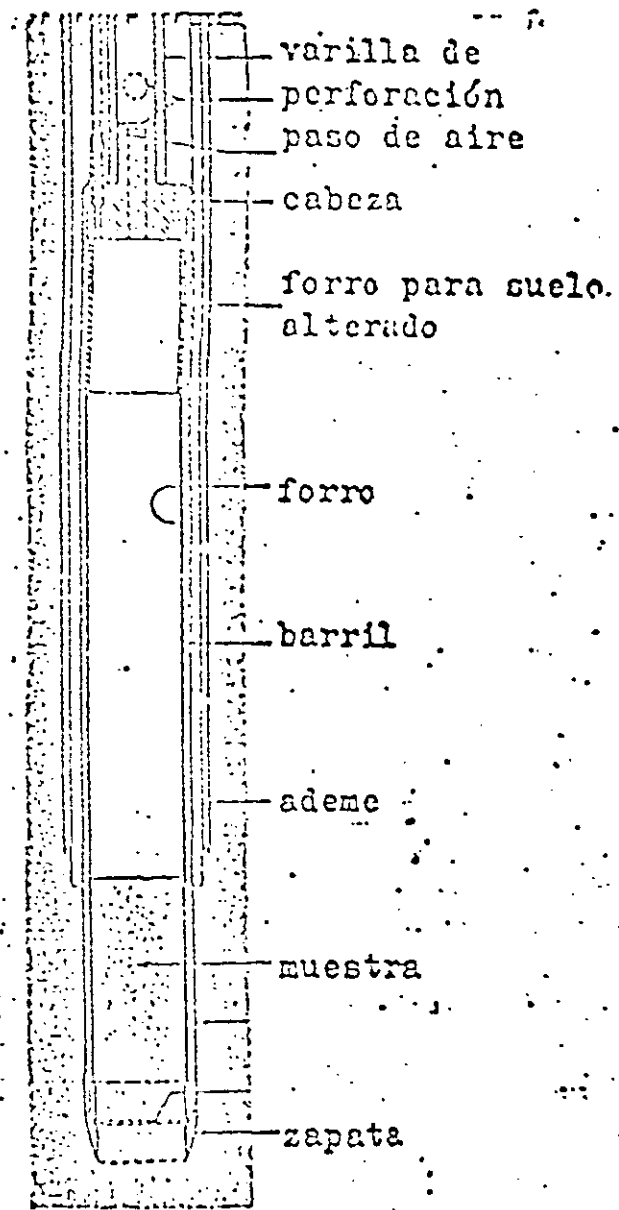
Muestreador de pistón retráctil



Tubo "Shelby"



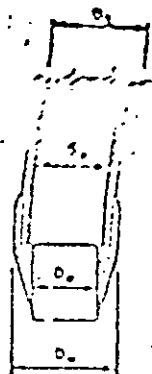
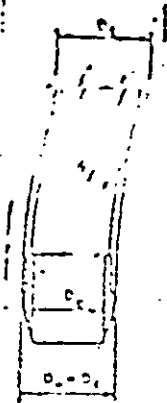
(a)



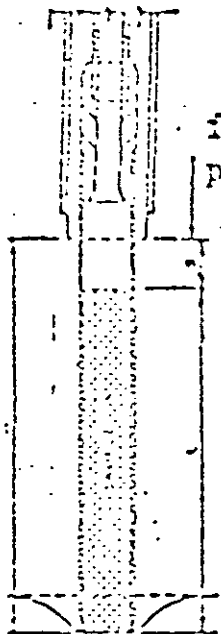
(b)

(a) muestreador de pared gruesa

(b) muestreador compuesto



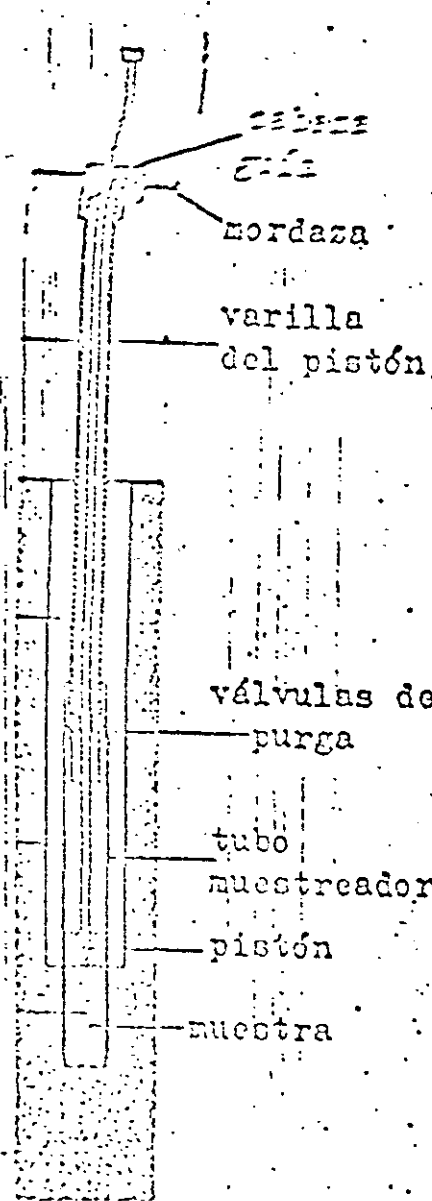
fondo de la perforación



antes de retirarlo

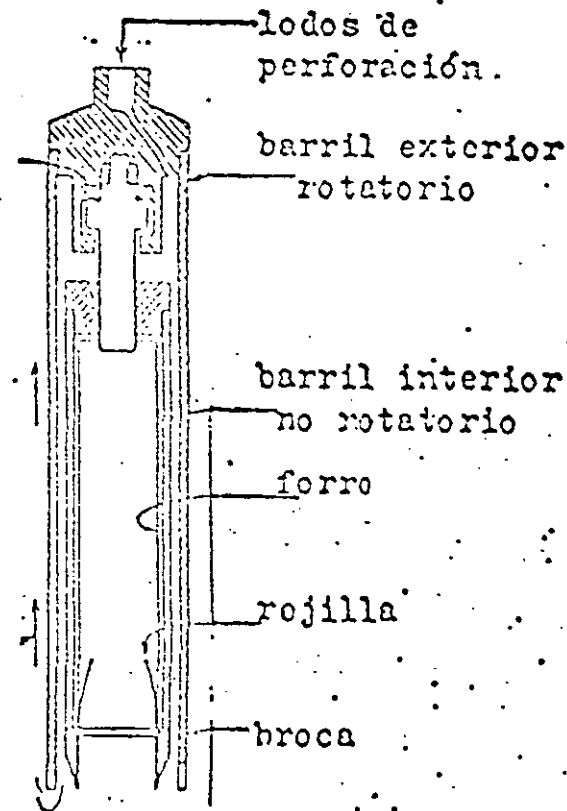
despues de retirarlo

Dimensiones de los muestreadores.

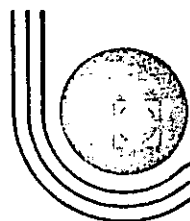


muestreo

Muestreador de pistón libre



Barril Denison

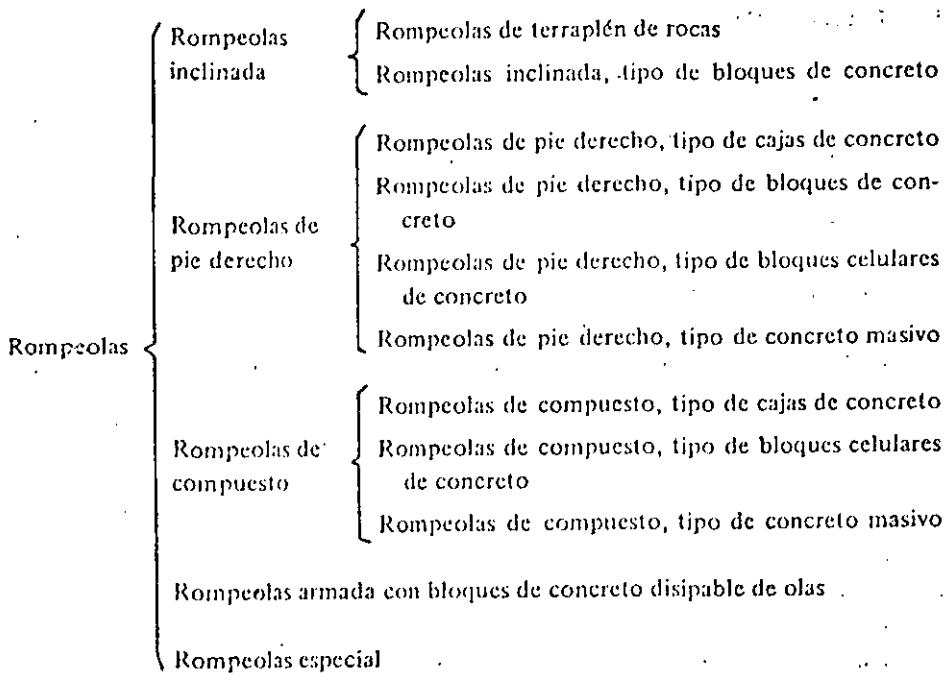


**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS
DEL 11 DE MARZO AL 11 DE JUNIO
MEXICO D.F.

CONSTRUCCION DE ROMPEOLAS

ING. JULIO PINTER VEGA
JUNIO1985



2-3. Rompeolas de tipo inclinado por terraplén de rocas se construye por tiro de rocas o bloques de concreto en forma trapezoidal y hace disipable la energía de olas principalmente con la cara inclinada.

Ventajas:

- (1) Se puede la construir sin relación alguna con la concavidad de suelo. Es aplicable también sobre tierra blanda.
- (2) Hay cierta adaptabilidad a la erosión por olas
- (3) No necesitan instalaciones ni equipos especiales
- (4) Es fácil la administración de ejecución de las obras porque el proceso de construcción es simple
- (5) Es fácil el mantenimiento y reparación después de construida
- (6) No afecta extremadamente a la tranquilidad del mar vecino porque tiene menores olas reflejadas en el cuerpo de rompeolas

Desventajas:

- (1) A medida que se profundiza el calado, se aumenta la cantidad de materiales y costo de mano de obra. En este sentido, la estructura de esta rompeolas no será siempre económica.
- (2) Un poco costoso el mantenimiento y reparación
- (3) Hay que hacer suficientemente ancha la desembocadura del puerto para asegurar el ancho efectivo y es fácil afectar a la tranquilidad de dársena con las olas que vienen filtrando se del cuerpo de rompeolas.
- (4) Es fácil que haya sedimentación en el puerto que se ha construido con la influencia de arenas movedizas litorales.

2.4. La rompeolas de tipo pie derecho es una estructura instalada en el fondo del mar y que tiene la cara perpendicular al frente, con la que refleja principalmente la energía de olas.

Ventajas:

- (1) Menor cantidad de materiales de construcción
- (2) Menor costo de mantenimiento y reparación
- (3) No hay necesidad de hacer ancha la desembocadura de puerto para asegurar el ancho efectivo
- (4) No hay olas filtradas del cuerpo de rompeolas ni arenas movedizas litorales
- (5) Sin tener instalaciones especiales, el lado interior de rompeolas puede usarse como dársena.

Desventajas:

- (1) Siendo fuerte la reacción del fondo, tiene la posibilidad de erosión por olas. por eso, este tipo es solamente aplicable con suelo firme y resistente.
- (2) Siendo grandes las olas reflejadas, la concentración de olas depende de la dirección de la rompeolas por construirse.
- (3) Si hay muchos días con tempestad los trabajos de instalación del cuerpo de rompeolas se limita y se extiende el plazo de trabajo.

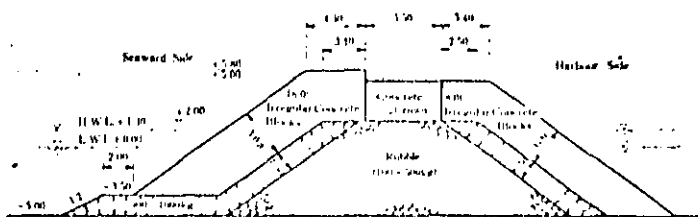
2.5. El rompeolas de tipo compuesto consiste de la estructura que tiene la pared perpendicular instalada sobre terraplén de rocas tiradas y en caso de corona alta comparando con la altura de olas, tiene la función similar a rompeolas de tipo inclinado y en caso de corona baja: tiene la función similar a la rompeolas de tipo pie derecho.

Ventajas:

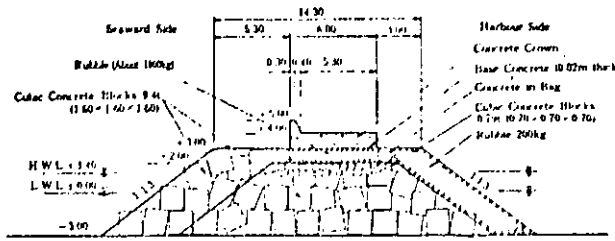
- (1) En el mar donde tiene gran calado se puede construirla con inversión moderada y también puede aplicar al suelo blando de poca resistencia.
- (2) Examinando la disponibilidad y precios de rocas y otros materiales para concreto, hay que decidir la porción de altura entre parte enrocada y parte de pie derecho. Con esta manera, puede construirla con una inversión moderada.

Desventajas:

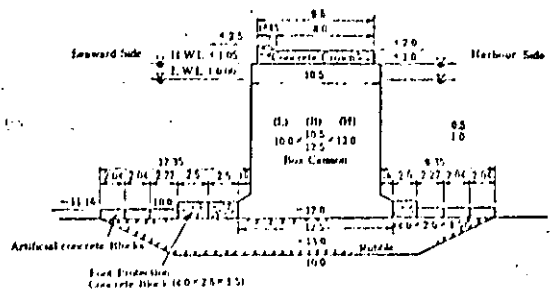
- (1) Es fácil que haya la erosión en la parte unida del pie derecho y enrocada a donde se concentra la energía de olas.
- (2) Siendo complicado el proceso de instalación, se necesita la preparación de instalaciones extras tales como patio de fabricación y depósito de cajas de concreto fabricados, etc.



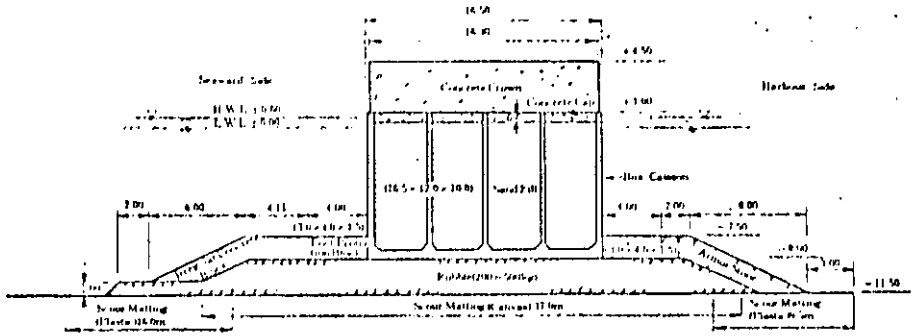
(a) Example of Rubble Sloping Breakwater



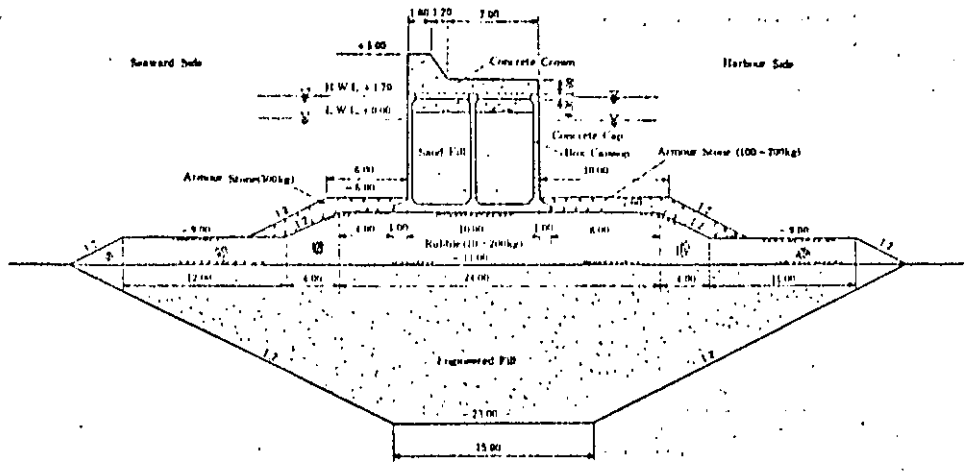
(b) Example of Concrete Block Type Sloping Breakwater



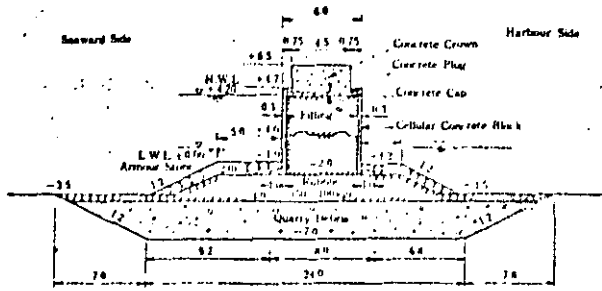
(c) Example of Caisson Type Upright Breakwater



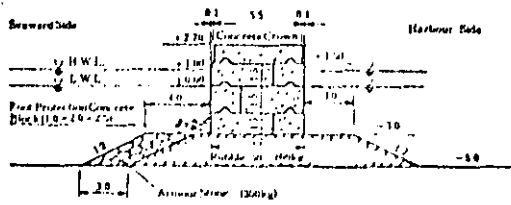
(d) Example of Caisson Type Composite Breakwater on Dense Sandy Soil



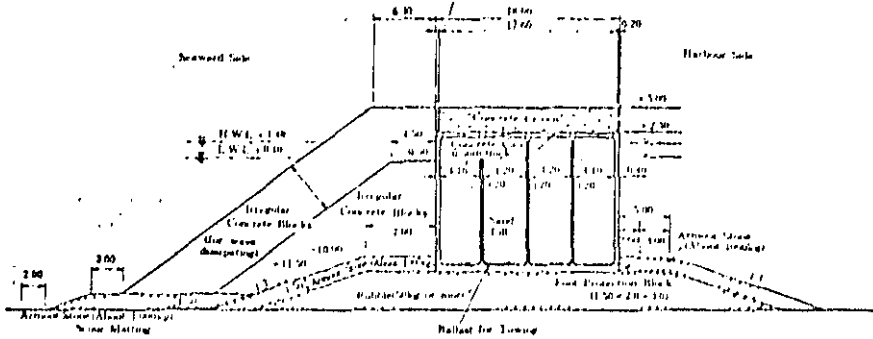
(e) Example of Caisson Type Composite Breakwater on Soft Silty/Clayey Soil



(f) Example of Cellular Concrete Block Type Composite Breakwater



(g) Example of Concrete Block Type Composite Breakwater



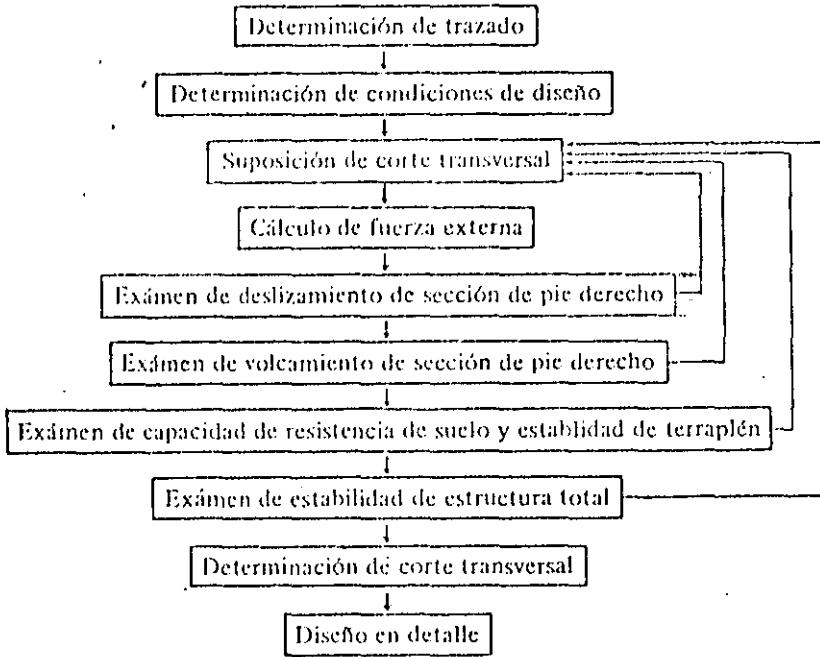
(h) Example of Breakwater Armoured with Wave Dissipating Concrete Blocks

3. Principio de Diseño

3-1. En el diseño de rompeolas, los siguientes puntos deben examinarse:

- (1) Trazado de rompeolas
- (2) Influencia sobre topografía circunstante
- (3) Influencia sobre ecología de agua
- (4) Condiciones de diseño
- (5) Tipo estructural de rompeolas
- (6) Metodo de diseño
- (7) Metodo de ejecución
- (8) Costo de construcción

Para el diseño de rompeolas, es deseable proceder en la siguiente secuencia:



4. Determinación de Condiciones de Diseño

4-1. Como condiciones de diseño deben considerarse los siguientes puntos:

- (1) Tranquilidad en el puerto
- (2) Vientos
- (3) Nivel de marea
- (4) Olas
- (5) Calado de agua y condiciones del fondo del mar
- (6) Otros

4.2. El grado de tranquilidad en el puerto se indica por la altura de olas en el puerto.

El límite máximo de altura de olas para la operación de carga y descarga y la altura máxima navegable en el puerto es de 0.5 a 1.0 metro.

Por consiguiente, a fin de asegurar los días operables necesarios en el puerto determinado hay que limitar la altura máxima de olas en el rango arriba mencionado (0.5 a 1.0 metros) analizando y examinando los factores siguientes; altura de corona de rompeolas, relación entre canal de acceso y dársena, lugar y dirección de desembocadura de puerto.

4.3. Los puntos clave en el tema de suelo son la capacidad de resistencia de suelo necesaria para mantener la estabilidad del cuerpo de rompeolas y características de consolidación que sirven para calcular el asiento del cuerpo de rompeolas.

Al diseñar hay que definir las condiciones de diseño, calculando con estudio de sondaje, de perforación y pruebas de suelo.

5. Determinación de la sección transversal

5.1. Escolleras rectas

(1) La altura de coronación de la escollera no debe ser menor que aproximadamente 0,6 veces el diseño significante de la altura de la ola sobre el nivel medio de aguas de máxima creciente.

(2) En el caso de escolleras existentes, la altura de coronación se determina principalmente de la siguiente forma:

1) En un puerto con tráfico de buques de gran calado, donde el área de agua detrás de las escolleras es tan amplio que cuando las olas las sobrepasan puede permitirse una extensión de las mismas, la altura de coronación puede ser de $0,6h \frac{1}{3}$, sobre el nivel medio de aguas de máxima creciente, y no se considera la influencia del oleaje producido por tormentas.

2) En los puertos donde la dársena ubicada detrás de las escolleras es pequeña en la sup de agua, siendo utilizada para buques de poco calado, es preferible prevenir el oleaje considerable. Es por ello que la altura de coronación de las escolleras debe ser de $1,25h \frac{1}{3}$ sobre el nivel medio de aguas de máxima creciente.

3) Las actividades portuarias están a menudo limitadas por la influencia de las olas que sobrepasan las escolleras con una altura de coronación de $0,6h \frac{1}{3}$ sobre el nivel medio de aguas de máxima creciente, aun en aquellos puertos con tráfico de gran calado donde el área de las aguas detrás de las escolleras es amplio, cuando las olas de entrada cercanas a la altura de olas diseñadas frecuentemente ataca las escolleras y su duración es prolongada. Por consiguiente en tal puerto es preferible que la altura de coronación sea mayor que $0,6h \frac{1}{3}$ sobre el nivel de aguas de máxima creciente.

4) En los puertos donde debe considerarse la influencia del oleaje de tormentas, el nivel de las mareas obtenido agregando una elevación apropiada basada en informes estadísticos pasados al nivel medio de aguas de máxima creciente, será utilizado preferentemente como nivel de referencia para determinar la altura de coronación de las escolleras.

- 5) Como la parte menos profunda del lateral de la escollera del lateval de la dársena puede estar enterrada con las arenas arrastradas por las olas que sobrepasan las escolleras, y las mismas en la parte de playa de arenas poco profundas deben tener una altura de coronación suficiente.
- 6) El espesor estándar del hormigón armado de la coronación debe ser de un metro o más para una altura de ola de diseño significativa de dos metros o más y al menos cincuenta centímetros o más para una altura de ola menor de 2 metros de diseño significativo.
- 7) La elevación superior de la escollera recta tipo bloque de hormigón armado, escollera tipo de bloque de hormigón celular y escollera tipo arcón, debe ser preferentemente sobre el nivel medio de aguas de mar. Si es posible debe realizarse sobre el nivel medio de aguas de máxima creciente para facilitar la ubicación del hormigón armado de coronación.

5-2. Escolleras compuesta

- (1) La altura de coronación de la sección de la sección recta debe determinarse del mismo modo que se hace con las escolleras rectas, pero cuando el terreno es blando y hay posibilidades de sedimentación se recomienda agregar cierto margen de altura con anticipación o utilizar una estructura capaz de ser elevada con facilidad posteriormente.
- (2) La elevación de coronación del basamento de gravas debe ser tan profundo como sea posible. Además, en el caso de que la sección recta de la escollera compuesta consista de arcones, debe determinarse la altura de coronación de modo que permita la colocación de los arcones sobre el basamento de gravas.
- (3) El espesor de gravas debe ser de 1,5 metros o mayor.
- (4) El ancho del reborde del basamento de gravas sobre el lateral hacia el mar debe suficientemente amplio para soportar el embate de las olas. En un lugar con olas agitadas, el ancho del reborde debe ser de 5 metros o más. El ancho del mismo sobre el lateral hacia la dársena puede reducirse a aproximadamente 2/3 del ancho del lateral hacia el mar.
- (5) El espesor del hormigón armado de coronación, la altura de instalación de la sección recta tal como el arcón, bloque de hormigón armado celular y bloque de hormigón armado, y la altura de coronación de la escollera pueden determinarse de la misma manera que para las escolleras rectas.
- (6) De acuerdo a la forma del basamento de gravas, una presión anormal de impacto debida al choque de olas puede afectar la sección recta de la escollera compuesta. Por consiguiente, debe seleccionarse la forma del basamento de gravas de manera de no causar dicha acción. Para este propósito, la altura de coronación del basamento de gravas debe ser tan baja como sea posible. Por otro lado, el espesor del basamento de gravas debe ser de 1,5 metros o más, puesto que el mismo tiene la función de distribuir la carga que recibe de la sección recta de la escollera compuesta, haciendo que el terreno de la instalación de la sección recta sea plano y previniendo la socavación de las olas.

El declive de la pendiente del basamento de gravas se determina del resultado de los cálculos de estabilidad, pero en general el declive del lateral hacia el mar de la escollera es de aproximadamente 1:2 a 1:3, y el correspondiente al lateral de la dársena es aproximadamente 1:1,5 a 1:2, de acuerdo a la condición de la ola.

5-3. Escolleras con declive

- (1) La altura de coronación puede determinarse del mismo modo que en las escolleras rectas.
- (2) El ancho de coronación debe ser igual al ancho equivalente de 3 ó más unidades de bloques de hormigón armado irregular cuando se utilizan de acuerdo a la ilustración en la figura.
- (3) Debido a que la escollera con declive permite cierta extensión de las olas a través del basamento, la altura de la ola sobre el lateral de la dársena de la escollera con declive debe ser más alta que la de la escollera recta, otorgando la misma altura de coronación que en la escollera recta, y teniendo cuidado a este respecto.
- (4) Si existen olas de considerable altura, los materiales de refuerzo en la parte superior de la escollera se desgastan prematuramente. Por ello el ancho de coronación debe ser suficientemente amplio. El valor en la Fig. 2.2 está especificado para un ancho de coronación correspondiente a una altura de coronación de $0,6 h$ $1/3$.

Sin embargo, el ancho de coronación de la escollera con declive varía de acuerdo a las propiedades de los materiales de refuerzo y a las condiciones de las olas. Por ello el ancho de coronación debe determinarse preferentemente mediante pruebas con modelos apropiados.

- (5) El ancho de coronación de una escollera, la cual está construida en una playa, debe ser suficientemente amplio en términos de cálculos de estabilidad. Además debe determinarse el ancho de coronación considerando las facilidades de ejecución.
- (6) El declive de la pendiente debe determinarse de acuerdo a los resultados de los cálculos de estabilidad. En la mayoría de los ejemplos actuales de escolleras con declive, el declive de la pendiente es de aproximadamente 1:2 sobre el lateral hacia el mar y de 1:1,5 sobre el lateral de la dársena, y 1:1,3 a 1:1,5 en la mayoría de las escolleras con declive reforzadas con bloques de hormigón armado irregular. Cuando el declive de la pendiente y el peso de los materiales de refuerzo son diferentes en la sección superior e inferior del declive del lateral hacia el mar de la escollera, el punto en el cual la pendiente y el peso de los materiales varía debe ser más profundo que $1,5 h$ $1/3$ debajo del nivel de aguas estables.

6. Construcción de Rompeolas

6-1. Excavación y repuesto

6-1-1. En la zona de construcción de rompeolas, donde la tierra original tiene suficiente capacidad de resistencia y poco cambio de tierra del fondo del mar por arenas movedizas litoral es, se podrán construir rompeolas por enrocamiento sin hacer nada de excavación.

Si tiene la capacidad insuficiente de resistencia, siempre hay que sacar la tierra blanda del fondo del mar por dragado a fin de mejorar las condiciones de suelo y luego se rellena con arenas buenas.

6-1-2. El grado de compactación de arenas rellenadas depende al método de tiro de arenas para repuesto. Por lo tanto, hay que estudiar bien el método adecuado en su diseño.

(1) Barcaza vaciadora por el fondo, de capacidad de 1,000 m³

Valor-N de 10 a 20

(2) Barco transportador de grava y arenas

Valor-N de 5 a 10

(3) Draga de succión

Valor-N ±3

6-1-3. En caso de que se construya un terraplén de rocas sobre arenas rellenadas, puede ocurrir fenómeno de asiento de arenas repuestas junto con hundimiento de rocas, en la capa de arenas de repuesto. Lo que depende al espesor de capa de rocas tiradas y en general se necesita un aumento aproximado de 25 a 30% de volumen de rocas por tirarse.

6-1-4. No se puede evitar la pérdida de rocas a causa de las condiciones de mar y método de tiro de rocas, tal como merma en el momento de tiro, por llevada de olas y/o hundimiento en la tierra básica.

Por lo tanto, al calcular la cantidad de rocas por tirarse, siempre deben agregar la cierta cantidad estimada según las experiencias acumuladas.

Cuadro 6-1 Porcentajes Normales de agregación de rocas (%)

	Tierra normal excavada		Tierra rellenada con arenas		Tierra de suelo blando	
	Menos de 2 M	Más de 2 M	Menos de 2 M	Más de 2 M	Menos de 2 M	Más de 2 M
Espesor de enrocamiento						
Terraplén de rocas	25	20	30	25	50	40
Capa de rocas armadas	15	15	15	15	20	20

6-1-5. Cuando se construye el terraplén de rocas en el fondo del mar donde se cambia frecuentemente por arenas movedizas litorales hay la posibilidad de ocurrir asiento de parte inferior de frente de terraplén de rocas por erosión de olas. En este caso, debe excavar hasta que llegue el subsuelo firme y luego rellene con arenas buenas según análisis y estudio de movimiento de fondo del mar en los años pasados.

6-2. Tiro y acomodación de rocas

6-2-1. Tiene que seleccionar se el modo y ruta adecuada al transporte de rocas en forma económica, rápida y segura, de acuerdo a las condiciones de trabajo, magnitud de proyecto y programa de trabajo en el sitio de construcción.

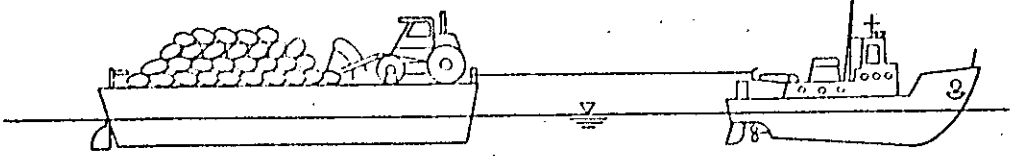
- ① Pedrera → transporte terrestre → Depósito de carga → lugar de tiro
- ② Depósito de rocas → transporte marítimo → lugar de tiro
- ③ Depósito de rocas → transporte marítimo → lugar de tiro

6-2-2. Los siguientes 4 modos de transporte son comunes (Ver Fig. 6-1)

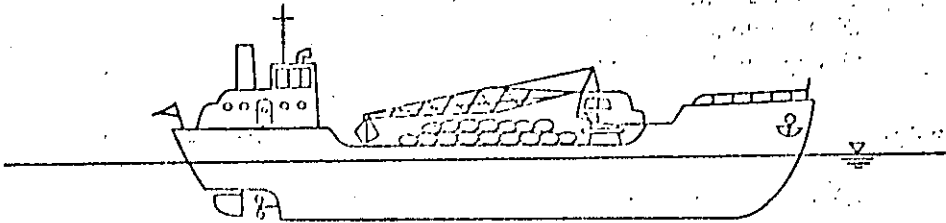
- ① (Barcaza) + (remolcador)
- ② Barco transportador de auto propulsor con cucharón de quijadas
- ③ (Barco transportador de no auto propulsor con cucharón de quijadas) + (bote de empuje)
- ④ (Ganguil de tipo compuertas en fondo) + (bote de empuje)

6-2-3. Para el suministro constante de rocas, de acuerdo con el programa de trabajo, el depósito debe tener instalaciones adecuadas para cargar rocas (Ver Fig. 6-3)

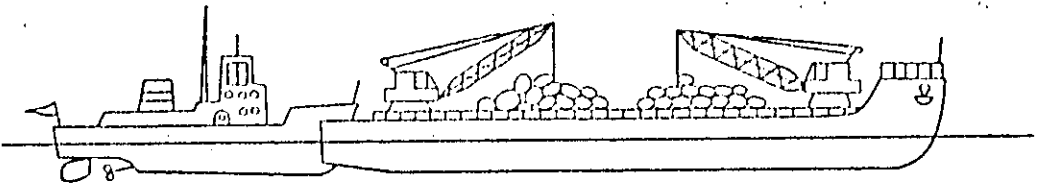
(1) Barge with Tug Boat



(2) Stone Carrier (Self Propelled)



(3) Stone Carrier (Non Propelled)



(4) Bottom Open Type Hopper Barge (Non Propelled)

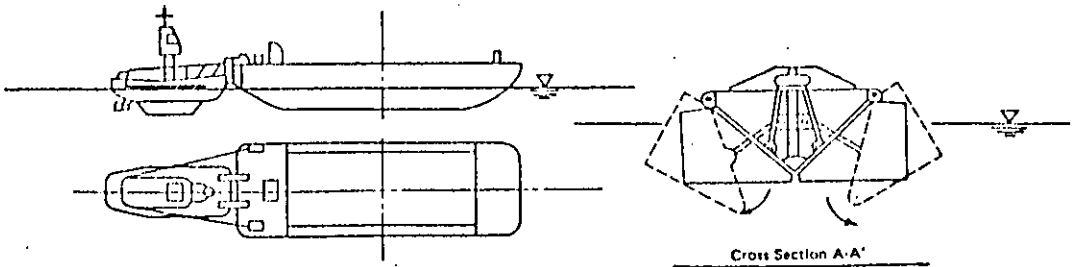


Fig. 6-1 Rubble Transportation Method

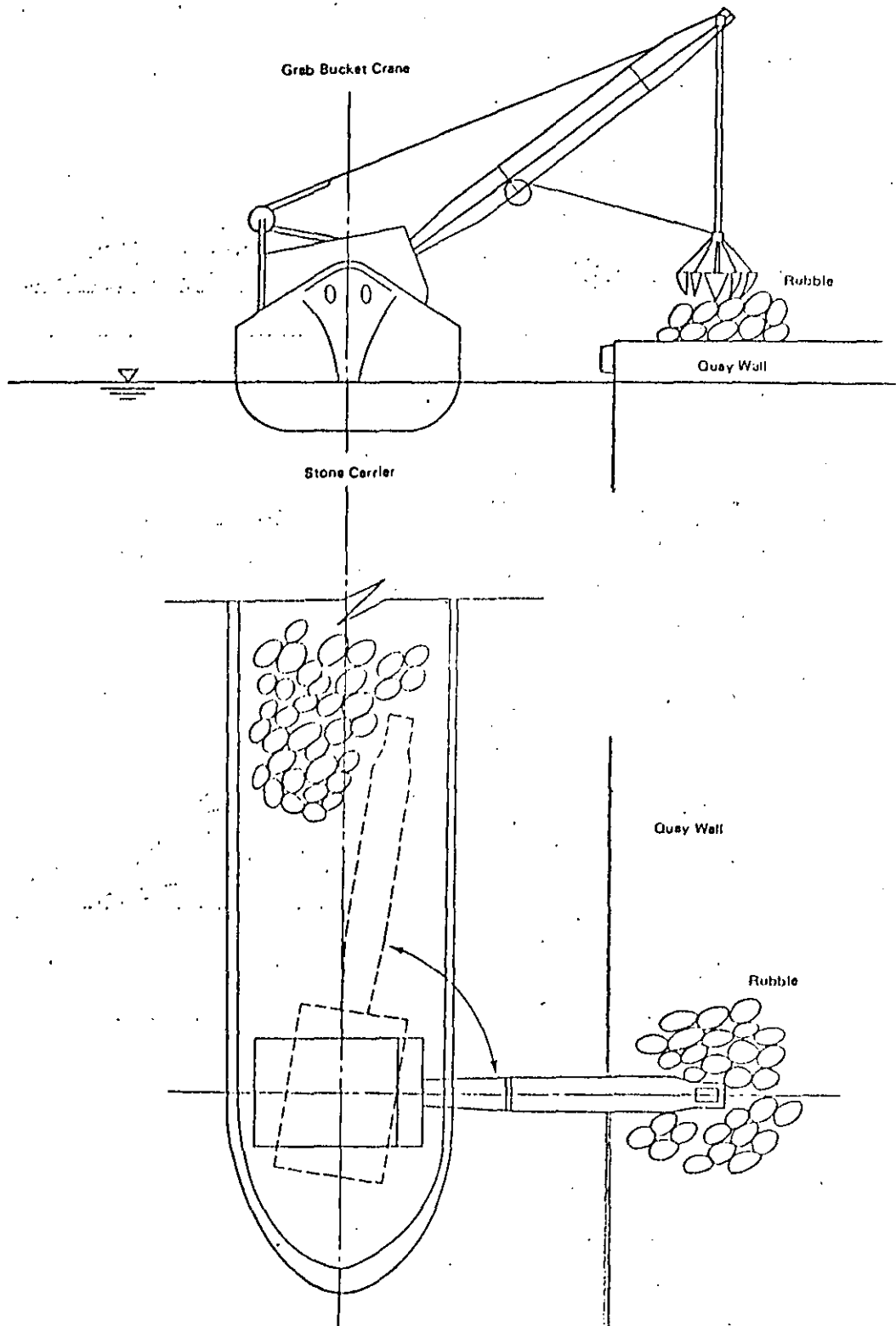
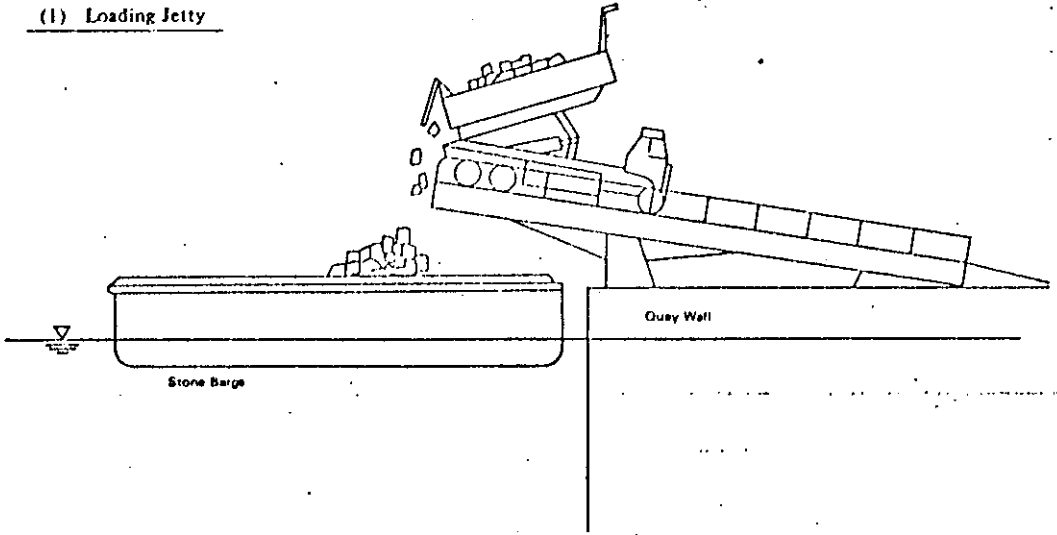


Fig. 6-2 Rubble Loading of Stone Carrier

(1) Loading Jetty



(2) Loading Slope

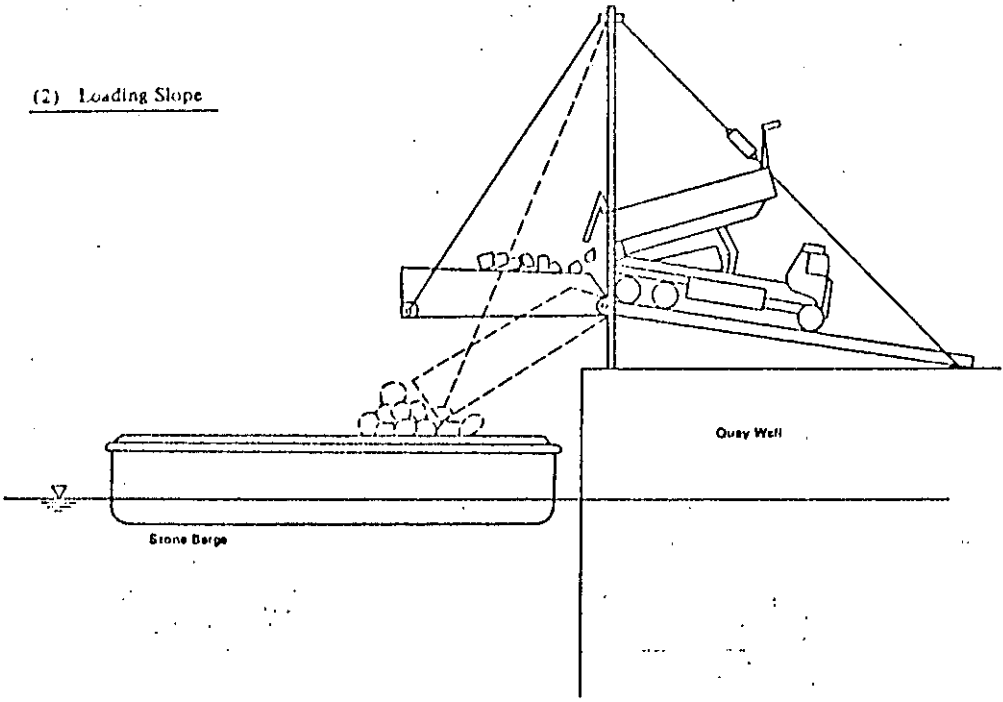
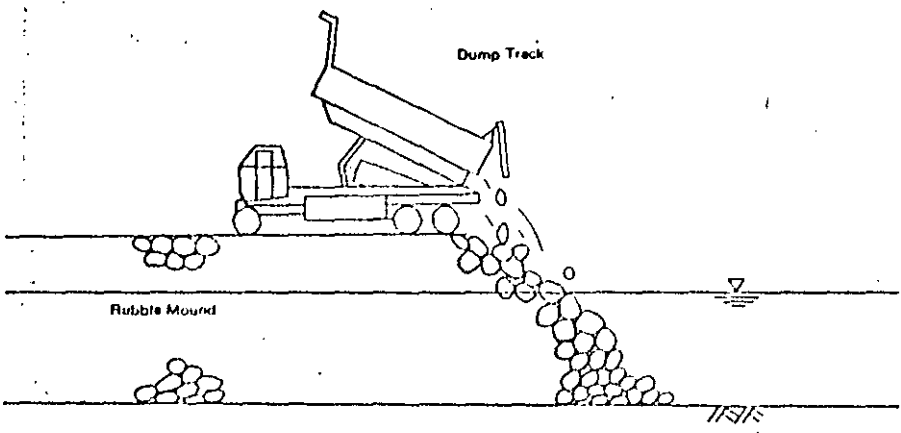
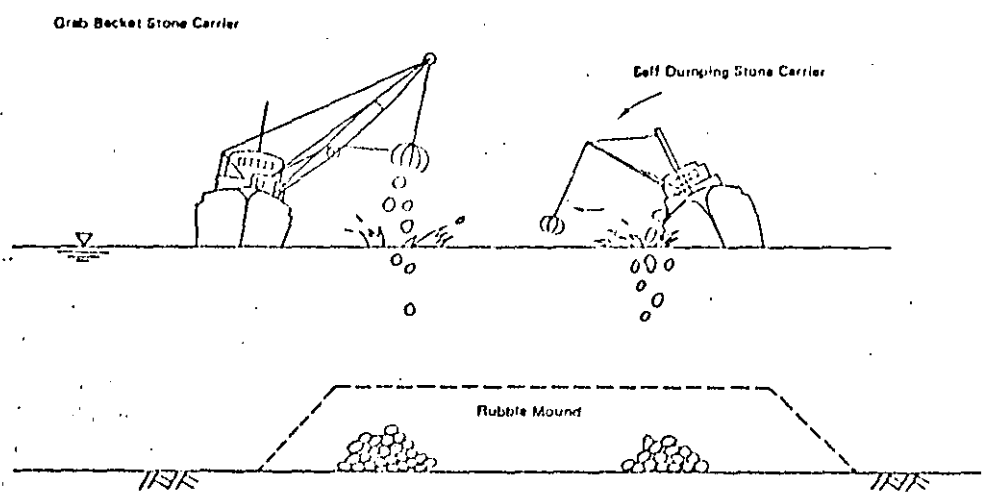


Fig. 6-3 Rubble Loading Facility

(1) Dump Truck



(2) Stone Carrier



(3) Barge

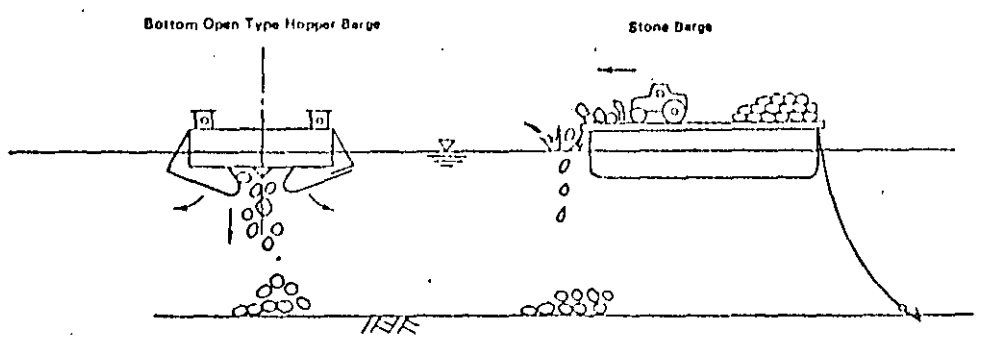


Fig. 6-4 Rubble Unloading Method

Cuadro 6-2 Comparación de Ventajas Transporte de Rocas

	Barcaza	Barco Transp. de Rocas	Ganguil de Compuerta en Fondo	Camión de Volq. Pala Mecánica
Cap. de Embarque	Poco 20 m ³ - 50 m ³	Mucho 120 m ³ - 1,200 m ³	Mucho 40 m ³ - 1,200 m ³	Muy poco 5 m ³ - 13 m ³
Cap. de Descarga de Roca por un Ciclo	0.6 m ³ - 2.7 m ³	0.6 m ³ - 18 m ³	40 m ³ - 700 m ³	5 m ³ - 12 m ³
Control de Cap. de Carga	Util econo.	Util pero anti-econo.	No útil anti-econo.	Util econo.
Continuidad Operacional	Baja	Excelente	Debe mantenerse en alta	Excelente.
Estabilidad contra Olas	Pequeño	Grande	Grande	Pequeño
Calado en sitio	Menor	Mayor	Mayor	Mejor en menor
Remolcador	Requiere menor fuerza	Requiere mayor fuerza	Requiere bote de empuje, fuerza mayor	No requiere
Revisión del Monto de Descarga	Fácil	Difícil	Poco difícil	Fácil
Correspondiente al Problema	Fácil	Difícil	Muy difícil	Fácil
Inversión de Capital	Medio	Grande	Grande	Pequeño

6-2-4. Los trabajos de tirar las rocas deben comenzar y seguir hacia la dirección de eje y un solo lado de corte transversal porque es fácil acomodar las rocas tiradas y seguir los trabajos continuos de acomodación. Pero, en caso de proyectos grandes de terraplén de rocas y que tiene una extensión muy larga, puede tirar las rocas distribuyendo a varias partes o dividiendo en algunas secciones de trabajo con casi misma porción de rocas hasta que llegue a la superficie por acomodarse.

6-2-5. Los trabajos de tirar las rocas avanzan con alta eficiencia hasta 1.5 metros bajo de la altura de corona diseñada. Después de ese nivel (arriba de 1.5 M) se debe medir el calado aproximado por el poste de medición y luego tirar y acomodar las rocas para armar según la instrucción de buzo.

La norma de exactitud de trabajo de armar las rocas es como sigue:

- (1) La superficie del terraplén de rocas sobre el cual se instalan las cajas de concreto
 - En cada espacio de 5 metros ±5 cm (mar tranquilo)
 - En cada espacio de 5 metros ±10 cm (mar bravo)
- (2) Rompeolas inclinada de tipo terraplén de rocas
 - En cada espacio de 15 metros ±20 cm a ±30 cm

6-2-6. En caso de que se instalen estructuras tales como caja de concreto o bloques de concreto sobre el terraplén de rocas, el límite permisible de acomodación de rocas es riguroso y los trabajos de armado deben ejecutarse con cuidado utilizando las reglas correspondientes.

Si se llenan los resquicios entre la roca y roca en corona con rocas machadas, pueden obtenerse buen resultado.

6-2-7. La acomodación de rocas debe hacerse con reglas instaladas conforme a la manera que se indica en la Fig. 6-5

Los trabajos de acomodación de rocas armadoras y rocas de pie deben armarse con grúa o guinche del fondo a hombro de superficie inclinada. Los trabajos de acomodación de superficie inclinada deben hacerse instalando una regla de acero y conforme a esa regla, después de haber terminado la acomodación de corona de terraplén de rocas.

6-3. Remolque y colocación de cajas de concreto

6-3-1. Una vez ganada la suficiente fuerza de resistencia las cajas de concreto fabricadas en patio se remolcan y se colocan en el sitio de construcción del rompeolas.

Para remolque de cajas de concreto hay 4 métodos siguientes de transporte:

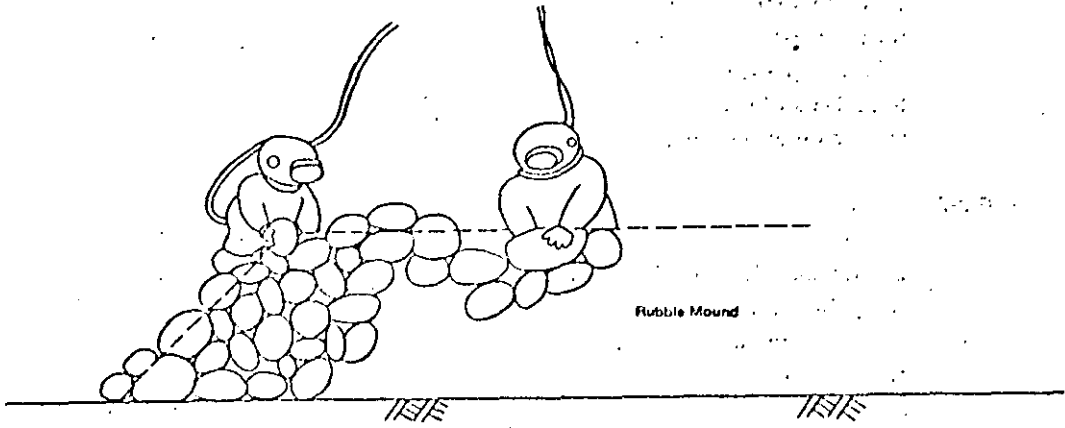
- (1) Armar las cajas de concreto con cuerda (Fig. 6-6)
- (2) Colocar el anillo de navegación sobre la caja de concreto (Fig. 6-7)
- (3) Remolcar la caja de concreto, colgándola con grúa (Fig. 6-9)
- (4) Remolcar por bote de empuje (Fig. 6-9)

6-3-2. En el caso (1) que se utilizan cuerdas, es deseable amarrarlas a la altura del centro de flotación, pero en general, se amarran en nivel de calado de las cajas o parte más baja.

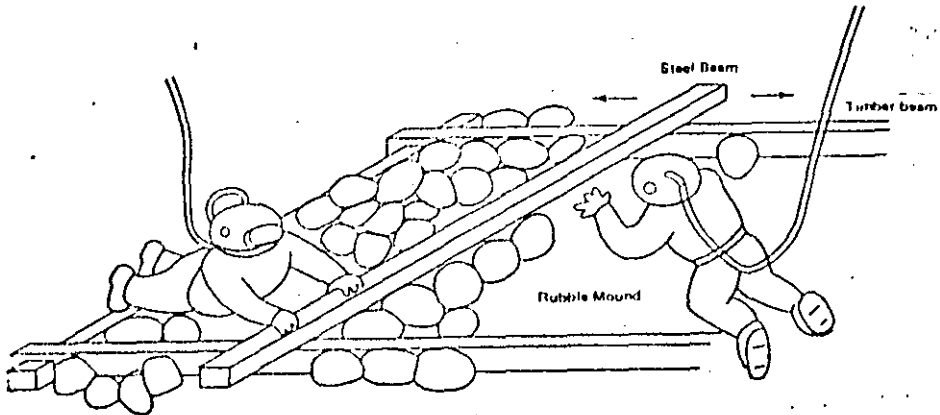
6-3-3. Los modos (2) y (3) se utilizarán en caso de corta distancia de remolque en el mar tranquilo especialmente y el modo (4) es muy conveniente en la operación dentro del puerto ya que el bote de empuje tiene alta movilidad de viraje con radio mínimo.

El modo (1) se aplica generalmente para remolque de larga distancia.

(1) Preliminary Arrangement of Rubble Mound Surface



(2) Final Arrangement of Rubble Mound Surface for Caisson Setting



(3) Armour Stone Arrangement on Slope

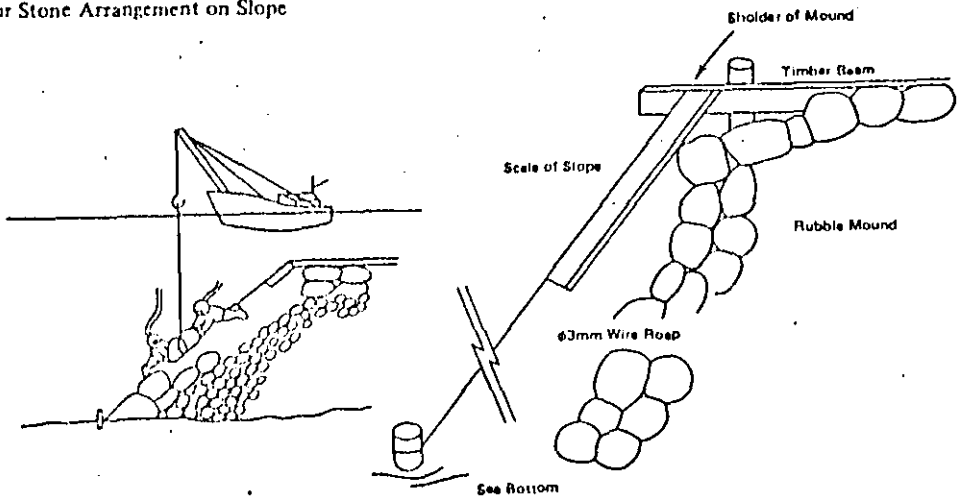


Fig. 6-5 Arrangement of Mound Surface

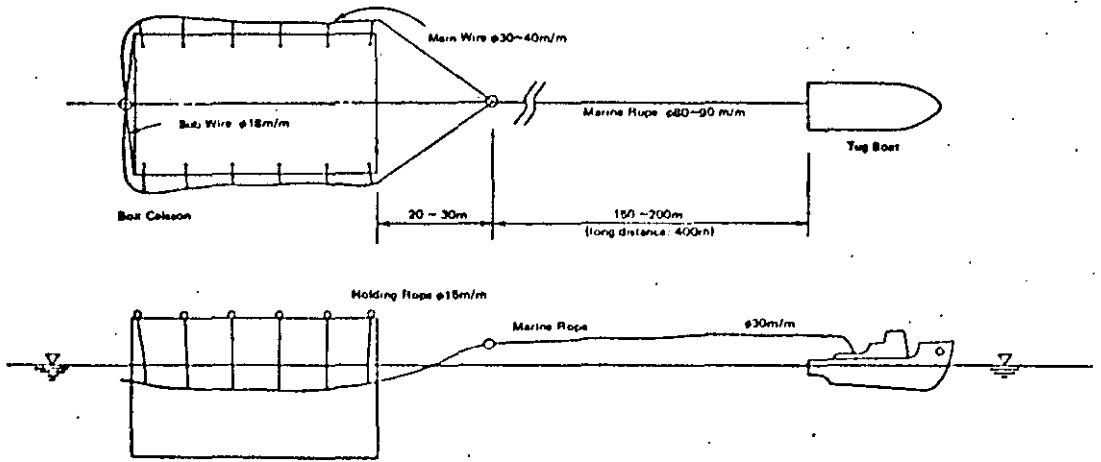


Fig. 6-6 Towing Operation of Box Caisson by Rounded Rope Method

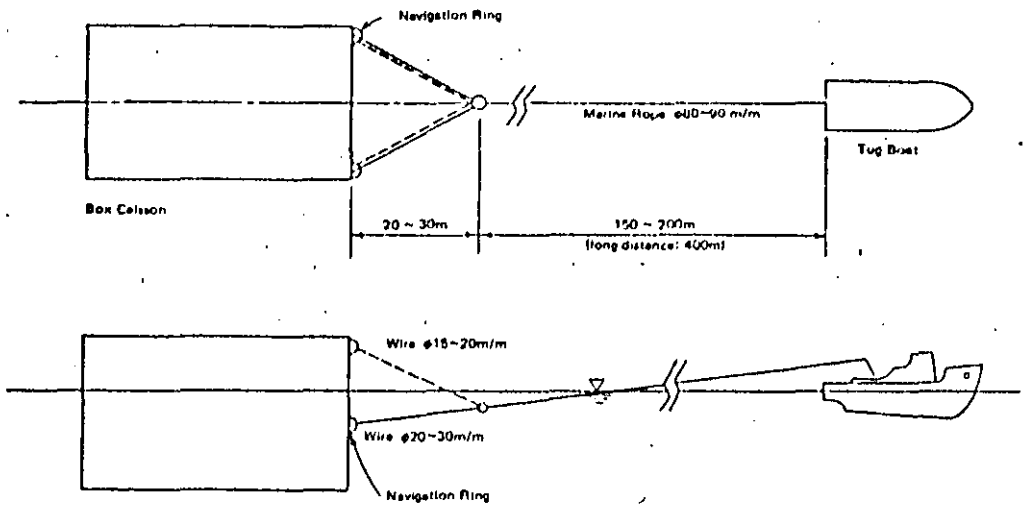


Fig. 6-7 Towing Operation of Box Caisson by Navigation Ring Method

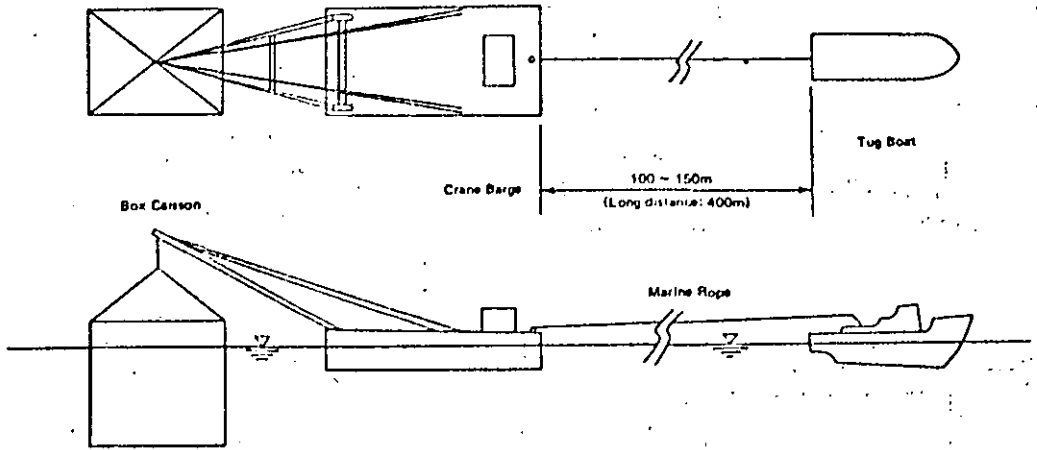


Fig. 6-8 Towing Operation of Box Caisson by Crane Barge Method

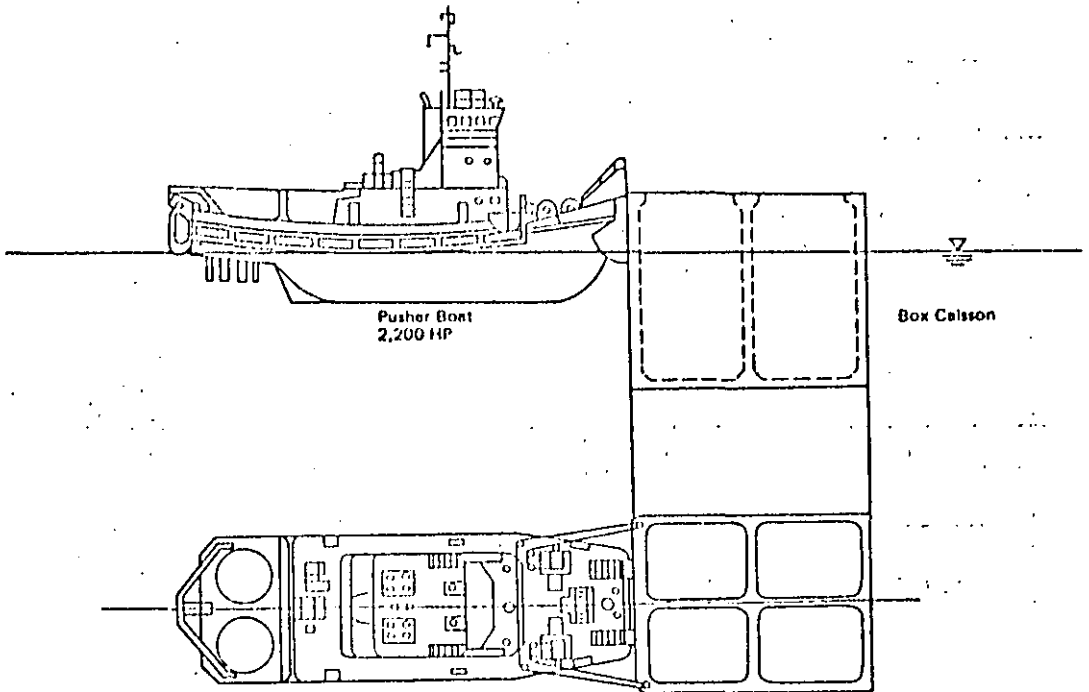


Fig. 6-9 Pushing Operation of Box Caisson by Pusher Boat Method

6-3-4. En el Cuadro 6-3 están indicadas las relaciones entre pesos de cajas de concreto, caballos de fuerza de remolque y velocidad de remolque.

En el Cuadro 6-4 están indicadas las relaciones de capacidad de cajas de concreto y diámetro normal de cuerdas para remolcarlas.

Cuadro 6-3 Relaciones entre Pesos de Cajas de Concreto y Caballos de Fuerza de remolcador

Pesos de Caja de Concreto	Caballos de Fuerza del Remolcador	
	Dist. de más de 20 km	Dist. de menos de 20 km
400 tons.	D350PS 50GT	D120PS
400 - 700	D500PS 70GT	D180PS
700 - 1.000	D800PS 100GT	D450PS
1.000 - 1.600	D1000PS 120GT	D800PS
1.600 - 2.000	D1500PS 180GT	D1000PS
Más de 2.000	D2000PS 220GT	D1000PS

Cuadro 6-4 Relaciones entre el Volumen de Cajas de Concreto y Diámetros de Cuerdas para Remolque

(Unidad: en m/m)

Cap. de Cajas de Concreto	Dist. más de 20 km			Dist. de meno: de 20 km		
	Soga de cáñamo	Cuerda material químico	Cable	Soga de cáñamo	Cuerda material químico	Cable
500 m ³	65	55	22	60	50	20
1.000	75	65	24	70	60	22
1.500	80	70	26	75	65	24
2.000	90	-	28	80	70	26

6-3-5. Con mar tranquilo, se pueden colocar las cajas de concreto con la suma exactitud, pudiendo moverlas fácilmente con guinche, aunque sean cajas considerablemente grandes, sin recibir influencia de marea.

La caja de concreto se fija en el lugar determinado por guinche de barcaza o por grúa flotante y luego se la hunde introduciendo agua en la caja al abrir la llave de agua, por efecto sifón o por bomba de agua y se instalan en el fondo del mar.

6-3-6. Es muy conveniente utilizar la grúa flotante en vez de barcaza de plataforma para la instalación de caja de concreto. En esta operación se cuelga la caja de concreto a la altura de 20 a 30 cm con grúa flotante y se baja en el lugar determinado con ayuda de guinche. De esta manera, se puede tener la mejor seguridad de trabajo y alta exactitud de instalación.

Si se observa alguna discrepancia entre el lugar de instalación y el proyecto, se la puede corregir fácilmente en este caso.

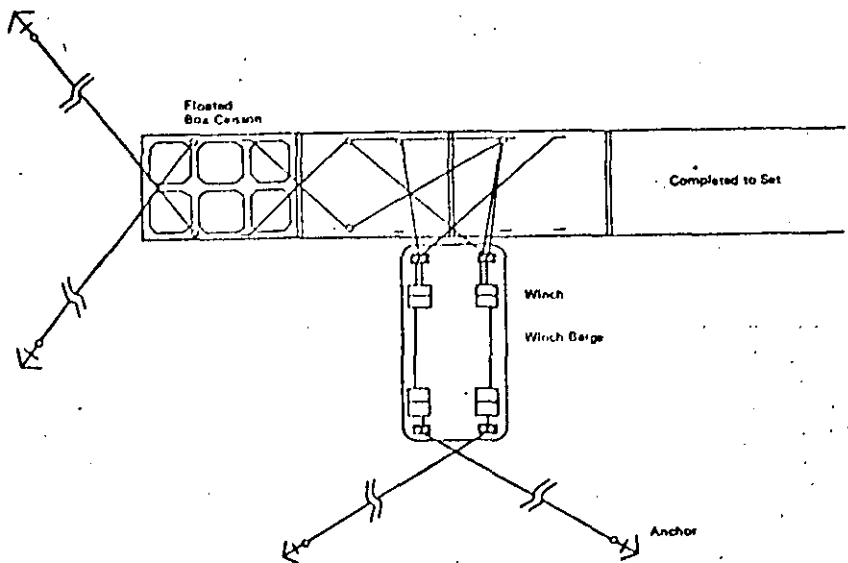


Fig. 6-10 Setting Operation of Box Caisson by Winch Barge

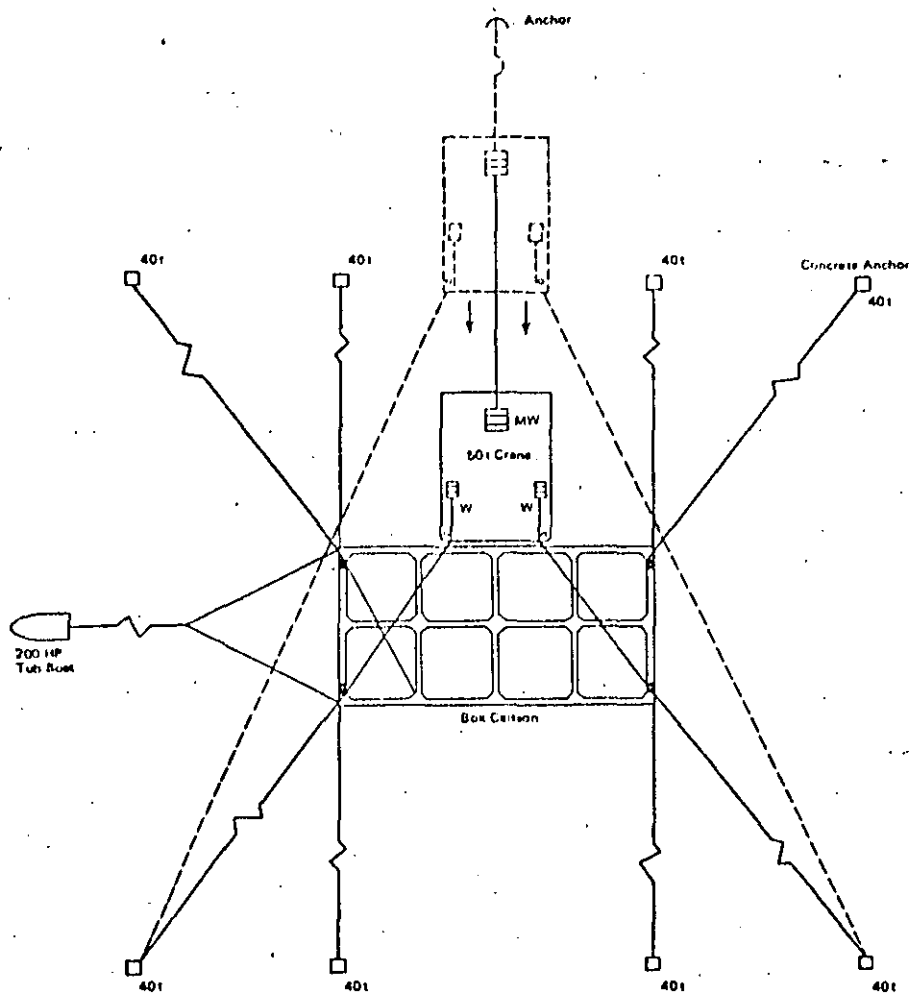


Fig. 6-11 Setting Operation of Box Caisson by Crane Barge (In Case of 1st Caisson)

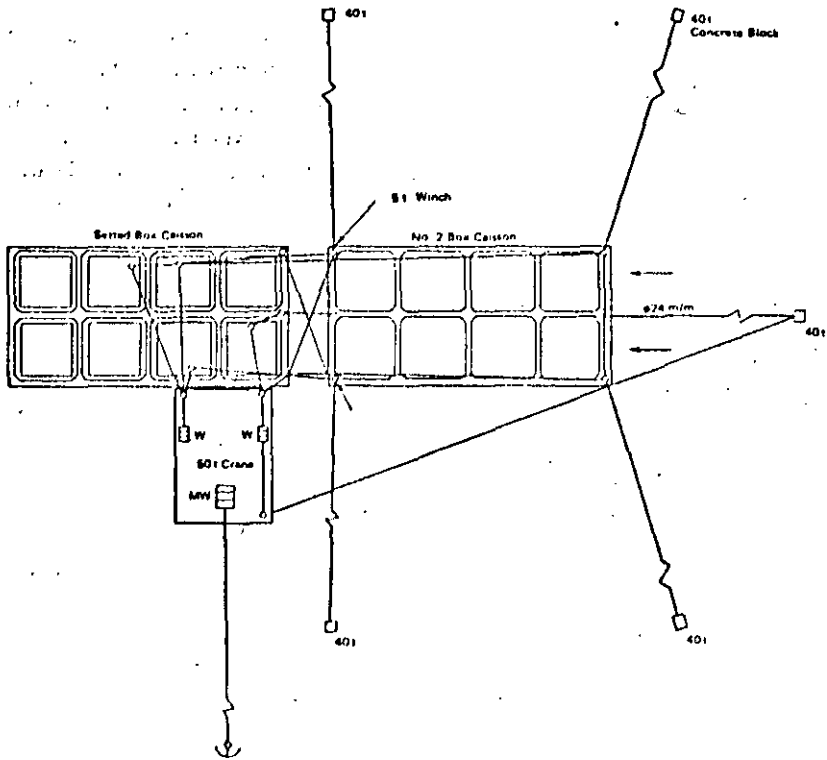


Fig. 6-12 Setting Operation of Box Caisson by Crane Barge (In case of 2nd Caisson)

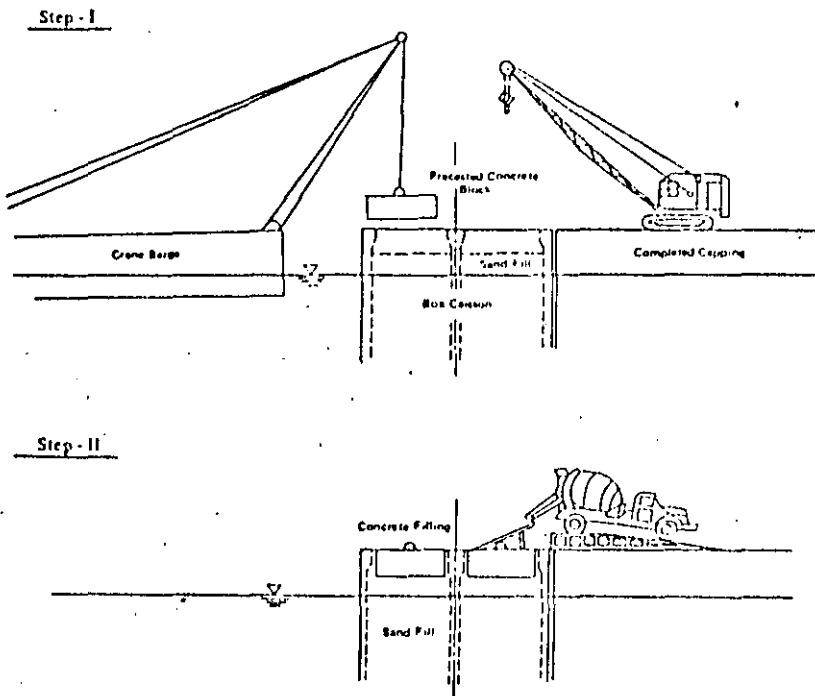


Fig. 6-13 Capping of Caisson by Precast Concrete Block

6-3-7. Apenas se termine la instalación de caja de concreto por introducción de agua, se tiene que realizar pronto el trabajo de relleno con arena, etc.

El trabajo de relleno con arenas es para ganar suficiente estabilidad de caja de concreto contra la fuerza de olas; por eso, una vez terminado el relleno, debe sellarse la caja con tapa de concreto a fin de evitar la pérdida de arena de relleno por olas.

En el mar bravo, o si se observa algún síntoma de tempestad, debe sellarse la caja con una tapa de concreto.

La tapa de concreto, en general, tiene un espesor de 0.3 a 0.5 metros pero en el mar siempre muy bravo, debe sellar se la caja con una tapa de espesor de 1.0 metro.

El trabajo siguiente es muy eficiente y sirve para reducir el tiempo de trabajo. El trabajo de colocación de bloques de concreto se hace por prevaciado sobre arenas rellenas en la caja de concreto y luego cubre el exterior de caja con mortero de concreto.

6-4. Trabajos de colocación de bloques protectores de base

6-4-1. Después de haber colocado la caja de concreto y terminada la armadura de concreto para tapa, se tienen que colocar pronto los bloques protectores alrededor de cajas de concreto.

El objeto de colocación de bloques de concreto es para proteger la caja de concreto, instalada sobre el terraplén de rocas, de la erosión por olas; por eso, los trabajos de colocación de bloques deben realizarse lo antes posible después de la instalación de cajas de concreto.

6-4-2. Para la instalación de bloques de concreto hay 4 maneras siguientes:

- 1 Llevarlas hasta el lugar de colocación por barcasas e instalarlas.
- 2 Llevarlas hasta el lugar de colocación por grúa flotante e instalarlas
- 3 Llevarlas hasta el lugar de colocación por barco transportador de auto propulsor con grúa e instalarlas con ella
- 4 Transportar con camión e instalar con grúa de oruga o grúa flotante

6-4-3. El modo de trabajo más adecuado para la colocación de bloques protectores de concreto se selecciona tomando en cuenta los factores tales como, tamaño, peso y forma de bloques, condiciones del lugar, del barco de trabajo, disponibilidad de máquina de construcción, modo de transporte, etc. La manera más común para la colocación está indicada en la Fig. 6-14.

6-4-4. En general, el uso de grúa flotante, es el modo más efectivo y más utilizado que otros modos. Tal como se indica en la Fig. 6-14, los bloques protectores de concreto de pie, que se fabrican en patio, se transportan por barcasas hasta el lugar donde se colocan colgados por grúa flotante. El movimiento de grúa se hace por operación de sub-guínche de la misma. En la mayoría de los casos, se utilizan las grúas flotantes con capacidad de levantamiento de 30 a 50 toneladas y alcance de brazo de 15 a 18 metros que son muy dinámicas y pueden realizar muy eficientemente los trabajos.

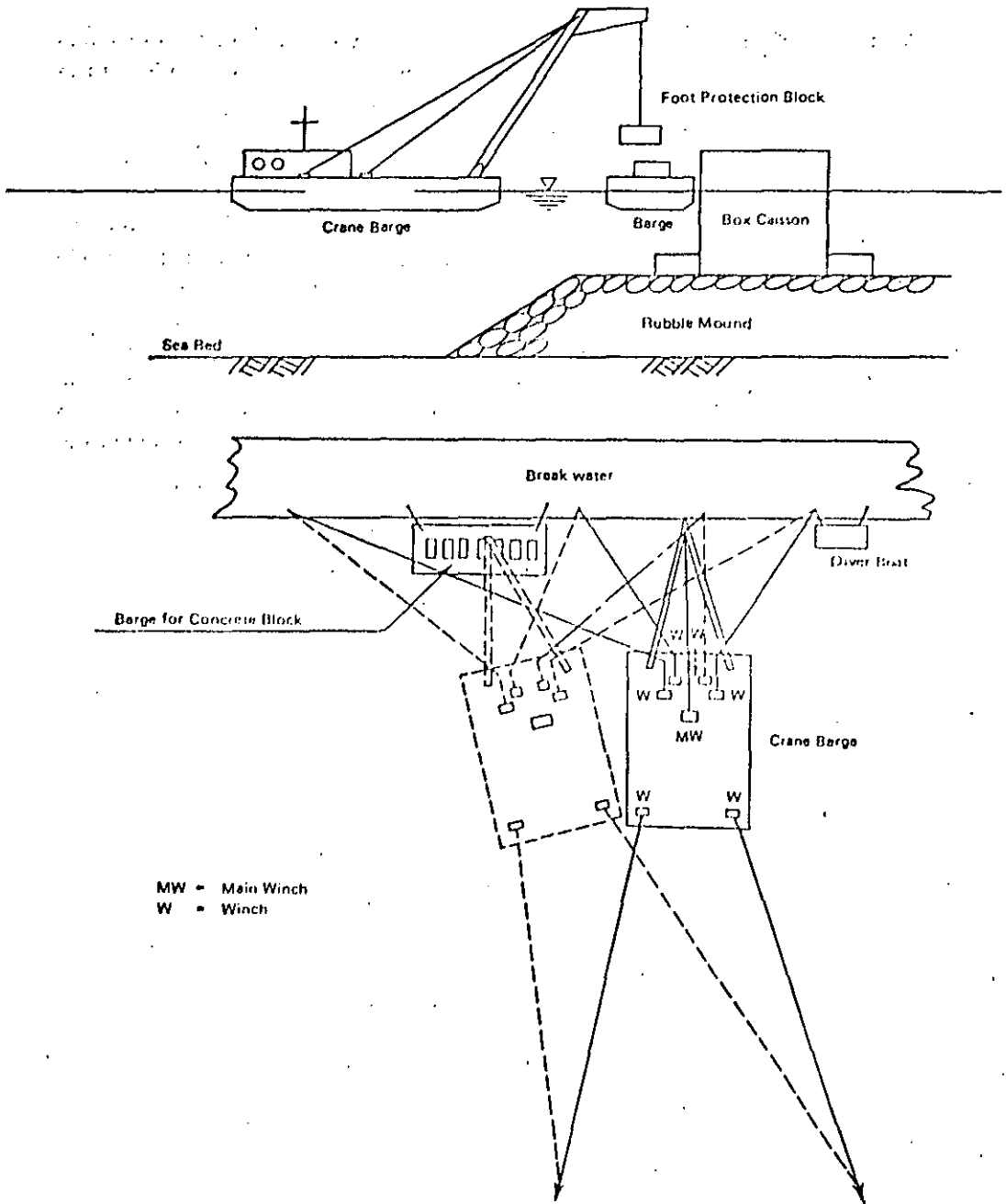


Fig. 6-14 Setting Works of Foot Protection Block

6-5. Trabajos de acomodación de rocas armadoras

- 6-5-1.** Una vez que se ha instalado la caja de concreto y se han colocado los bloques protectores de concreto de pie, se tienen que instalar, lo antes posible, rocas armadoras para proteger el terraplén básico de rocas.
- 6-5-2.** Los bloques de concreto que se colocan al lado exterior del rompeolas que recibe las olas grandes, tienen generalmente pesos de 20 a 30 toneladas y un espesor de 1.5 metros. Por consiguiente, para mejorar el balance total del rompeolas, es recomendable que la capa de rocas tenga el espesor aproximado de 1.5 metros que corresponde a 2 veces de espesor de capa de rocas básicas tiradas que tienen el peso aproximado de 1.5 toneladas cada una.
- 6-5-3.** Para mejorar la eficiencia de trabajos, en algunos casos, se utilizan bloques prevaciados de concreto en vez de rocas armadoras. En los Cuadros 6-15, 6-16 se expone un ejemplar de uso de bloques prevaciados de concreto como rocas armadoras.

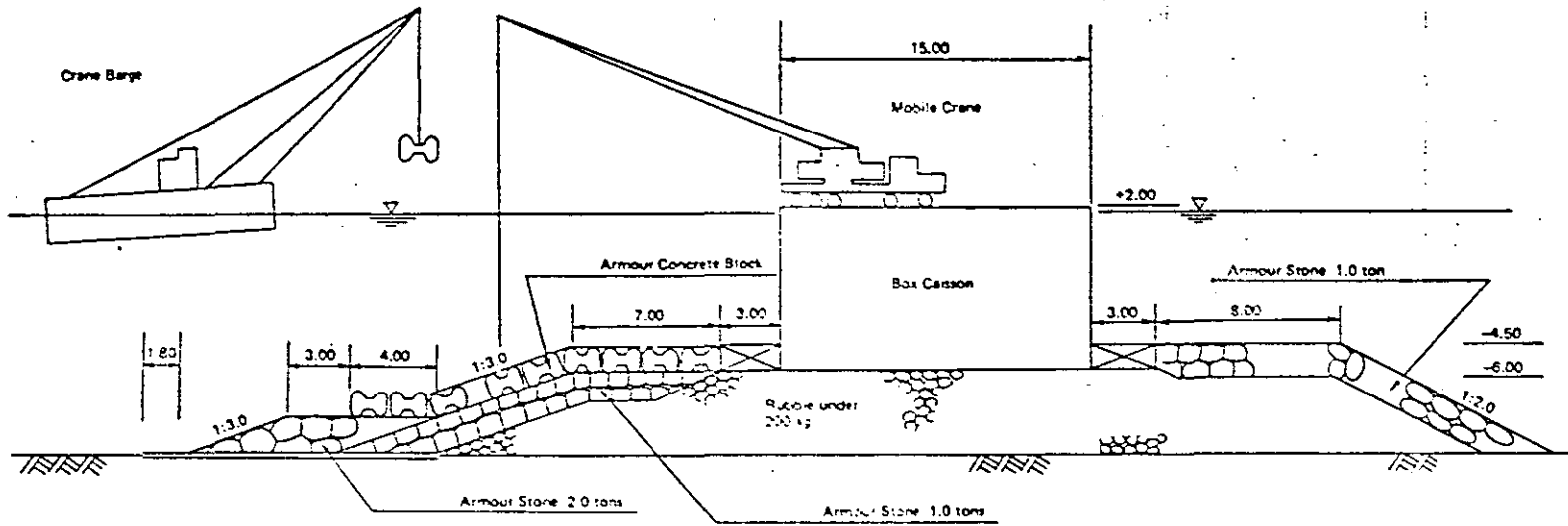


Fig. 6-15 Example, Setting Works of Armour Concrete Block

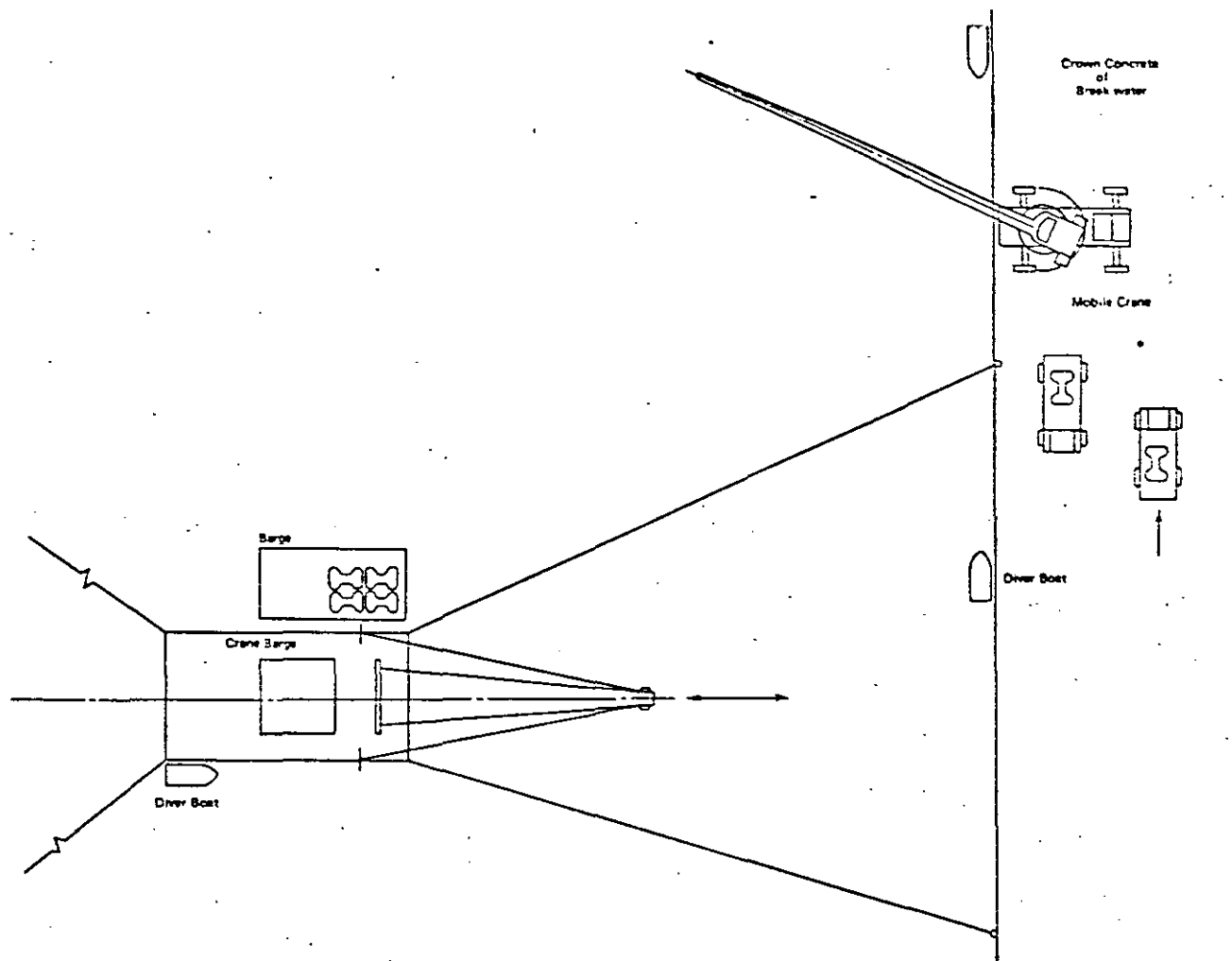


Fig. 6-16 Example, Setting Works of Armour Concrete Block

7. Proceso de Construcción de Rompeolas

7-1. Rompeolas de tipo compuesto

7-1-1. Los siguientes ordenes de construcción son deseables y convenientes para rompeolas de tipo compuesto:

Primer paso

- (1) Dragado
- (2) Extensión de lonas
- (3) Construcción de terraplén de rocas
- (4) Acomodación de rocas armadoras o bloques de concreto en superficie inclinada

Segundo paso

- (1) Acomodación y ajuste de corona de terraplén de rocas
- (2) Instalación de cajas de concreto
- (3) Colocación de bloques protectores de concreto de base
- (4) Relleno de caja de concreto con arenas y trabajos de cubierta por concreto
- (5) Colocación de bloques protectores de concreto de base
- (6) Acabado de rocas armadoras y/o bloques de concreto

Tercer paso

- (1) Armar el concreto de corona de rompeolas

7-1-2. En caso de rompeolas de tipo compuesto, es fácil que se produzca asiento irregular estructural después de haber terminado la construcción y la reparación del cual se necesita, en general, un costo elevado y largo plazo, lo que depende a la magnitud y condición del asiento ocurrido. Por consiguiente, con recomendable las siguientes órdenes:

- (a) Para evitar asiento irregular después de haber terminado la construcción, es necesario suspender los trabajos de construcción en el curso del primer paso y esperar como mínimo una pasada de clima tempestuoso, con la cual se asienta la rompeolas.
- (b) Luego, siguen los trabajos de construcción hasta que termine la totalidad del segundo paso. Otra vez se suspende el trabajo, por lo menos una vez, para poder asentar la rompeolas por agitación de olas en clima tempestuoso.
- (c) Una vez terminado suficientemente el asiento de la rompeolas, se arma el concreto de la parte superior de la caja de concreto y se termina todo trabajo de construcción de rompeolas, ajustando la altura de la corona de la caja de concreto. (Ver Fig. 7-1)

7-2. Rompeolas de tipo inclinado

7-2-1. Cuando se termina el asiento de la rompeolas de tipo inclinado, se la puede reparar con el agregado de rocas.

Los siguientes ordenes de reparación son recomendables:

- (1) Dragado
- (2) Extensión de lonas

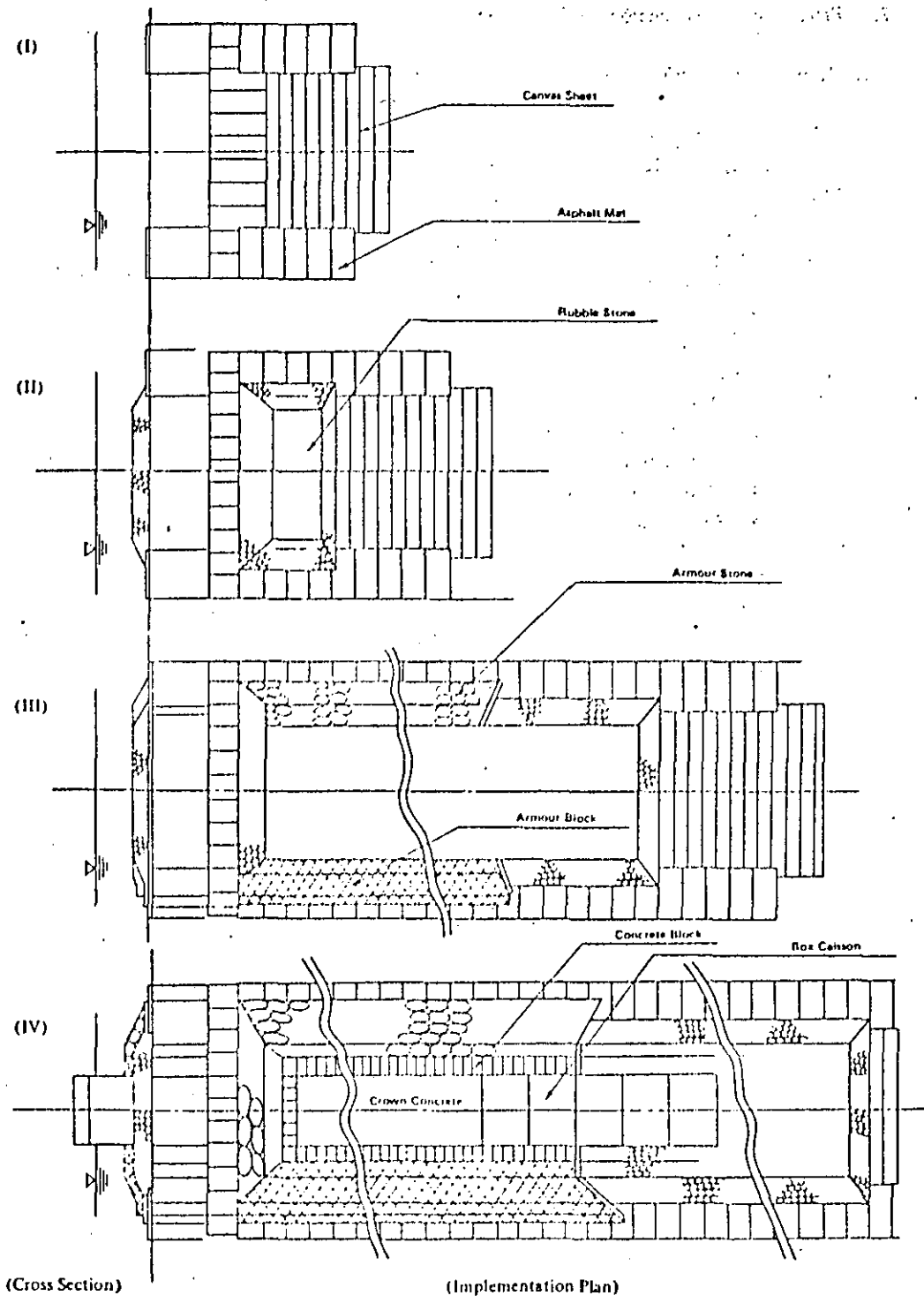


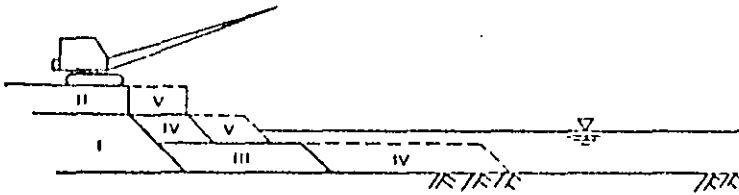
Fig. 7-1

- (3) Agregar rocas con espesor de 1 a 2 metros en el lado exterior de terraplén de rocas
- (4) También agregan rocas en la parte central de terraplén de rocas
- (5) Debe aumentarse el lado exterior de terraplén de rocas hasta el nivel de bajamar.
- (6) Se debe aumentar la parte central del terraplén de rocas hasta el nivel de bajamar.
- (7) Cubrir las superficies inclinadas con rocas armadoras y/o bloques armadores.
- (8) Acabar la parte superior del nivel del mar del terraplén de rocas
- (9) Cubrir la parte superior del nivel del mar de terraplén de rocas con rocas armadoras.

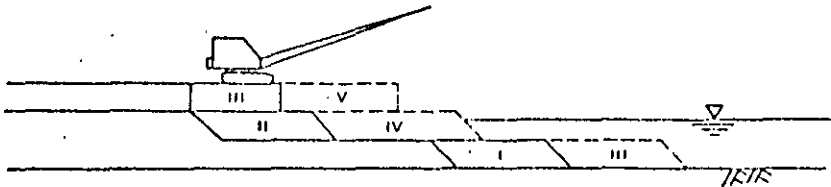
7-2.2. Es deseable que los trabajos de construcción de rompeolas de tipo inclinado, siga el orden indicado en Fig. 7-2, hacia la dirección del eje.

En la construcción de rompeolas de tipo compuesto en el mar de calado menor es posible ejecutar los trabajos de la parte superior y terminar todos los trabajos en plazo corto.

Step - I



Step - II



Step - III

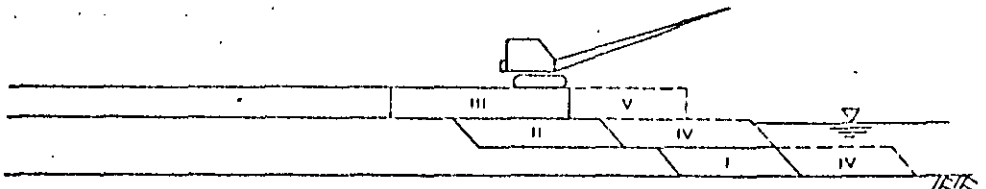


Fig. 7-2 Implementation Process of Sloping Type Rubble Mound Breakwater

8. Daños por Erosión y su Protección

8-1. Es posible se produzcan daños de destrucción a gran escala en las rompeolas de tipo inclinado y de tipo compuesto, tanto en el curso de construcción o como después de haberla construido.

Lo que puede suceder por derrumbe de la parte básica de aguas abajo del terraplén de rocas por erosión fuerte de olas en tiempo tempestuoso. (Ver Fig. 8-1)

8-2. En período de tempestad, hay casos en que el mar del lado exterior de las rompeolas sube 1 metro, en comparación con el mar del puerto, por influencia de la marea. Por esta diferencia del nivel de agua, en el lado interior del terraplén de rocas se produce una corriente de agua bien fuerte que succiona y vomita las arenas de la parte básica de las rompeolas al interior del puerto. Esto motiva el asiento irregular de las rompeolas y finalmente causa daños de destrucción de rompeolas. (Ver Fig. 8-2)

8-3. Para la protección de derrumbes de las rompeolas del tipo inclinado por enrocamiento, se consideran los siguientes 3 métodos.

- (1) Método de grava en alma
- (2) Método de bloques de concreto en alma
- (3) Método de estera contra derrumbes

En el Japón, el método de estera asfáltica contra derrumbe es el más común desde punto de vista de facilidad de ejecución, de economía y de durabilidad.

8-4. Para la protección de derrumbes de rompeolas del tipo compuesto hay siguientes 2 métodos indicados en la Fig. 7-3:

- (1) Método de estera contra derrumbes
- (2) Método de gravas en alma con estera contra derrumbe

Considerando la facilidad de ejecución, economía y el efecto, el método de estera asfáltica contra derrumbes es el más popular en el Japón.

8-5. Por no construir terraplén de rocas para rompeolas de tipo inclinado y/o compuesto sobre el fondo natural del mar, sino por construirlo después de haber excavado el fondo original del mar, se pueden evitar considerablemente los derrumbes de la parte básica de aguas abajo del terraplén de rocas.

En este caso, la profundidad de excavación debe ser mayor que la profundidad máxima del movimiento del fondo del mar, según el resultado de estudio y análisis de datos anteriores de movimiento del fondo del mar.

En la playa donde se observan movimientos enormes de la línea costera del mar, es deseable determinar la profundidad de excavación de la parte básica del terraplén de rocas, de acuerdo a los planos y datos de batimetría de la zona, que fueron preparados en estudios periódicos durante los últimos 3 años. (Ver Fig. 8-4)

8-6. Los siguientes métodos de ejecución se utilizan en el Japón:

- (1) Para evitar derrumbes de la parte básica de aguas abajo del terraplén de rocas – estera asfáltica
- (2) Para evitar succión de arenas en el cuerpo de rompeolas – lonas

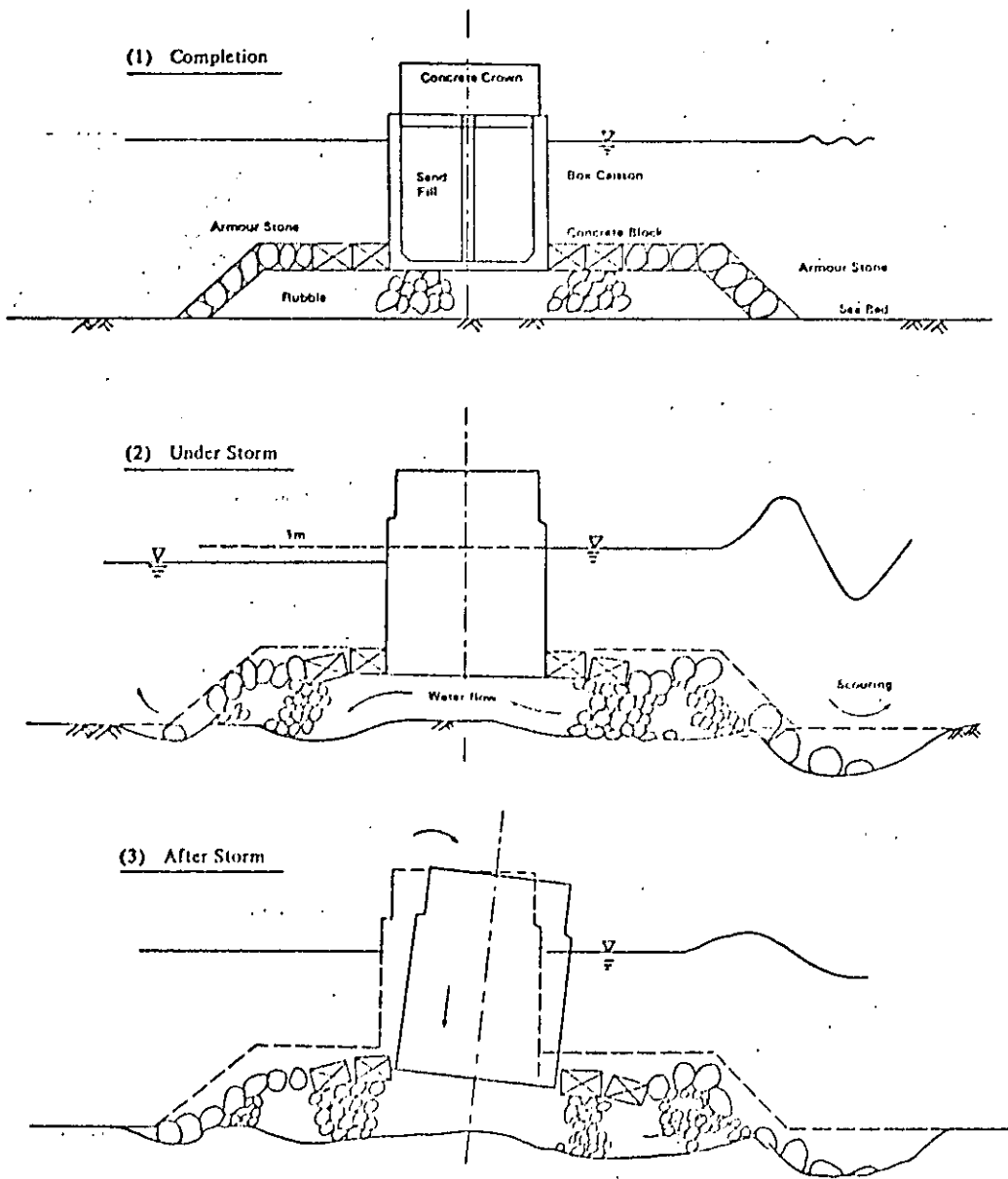
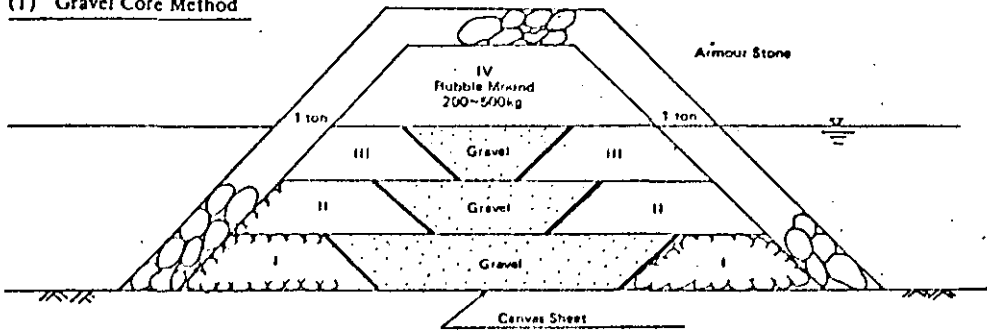
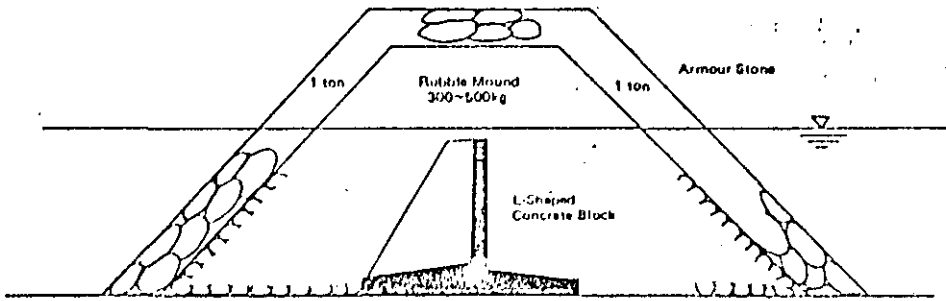


Fig. 8-1 Process of Destruction by Scouring

(1) Gravel Core Method



(2) Concrete Block Core Method



(3) Scour Matting Method

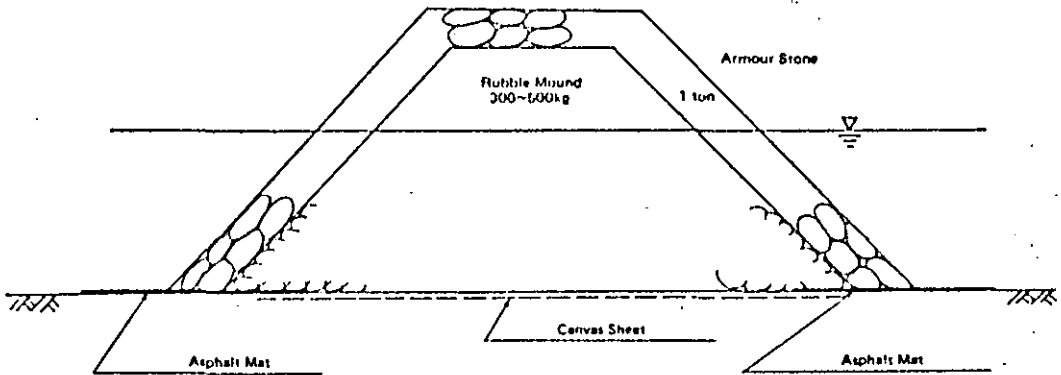
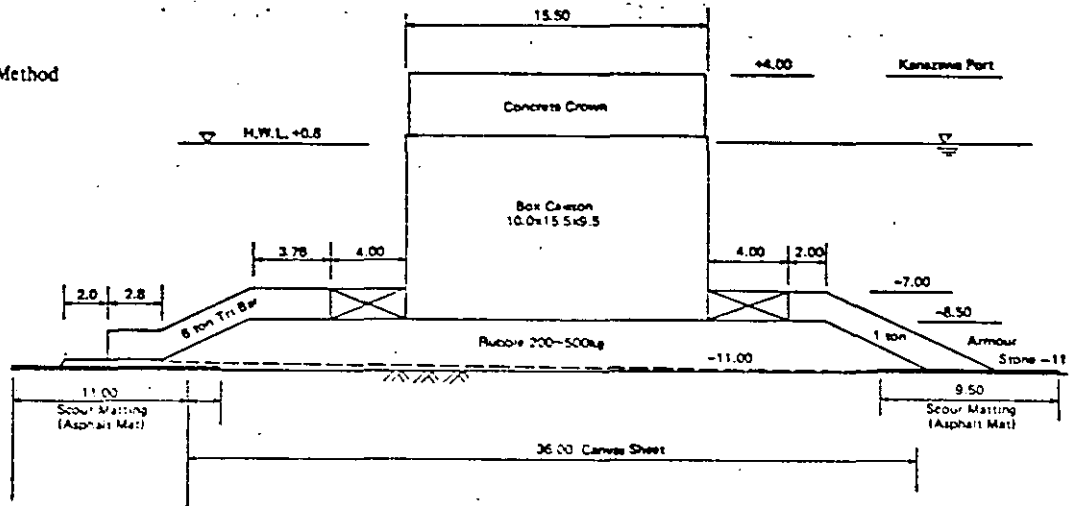


Fig. 8-2 Protection Method for Inside Scouring of Slooping Type Breakwater

(1) Scour Matting Method



(2) Gravel Core + Scour Matting Method

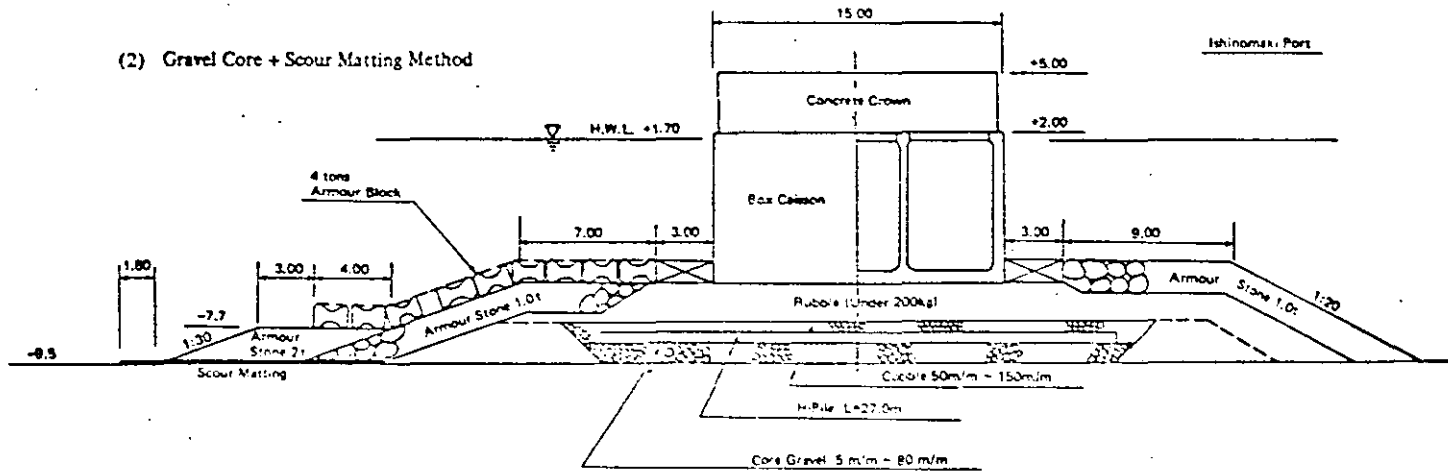


Fig. 8-3 Protection Method for Inside Scouring of Composite Type Breakwater

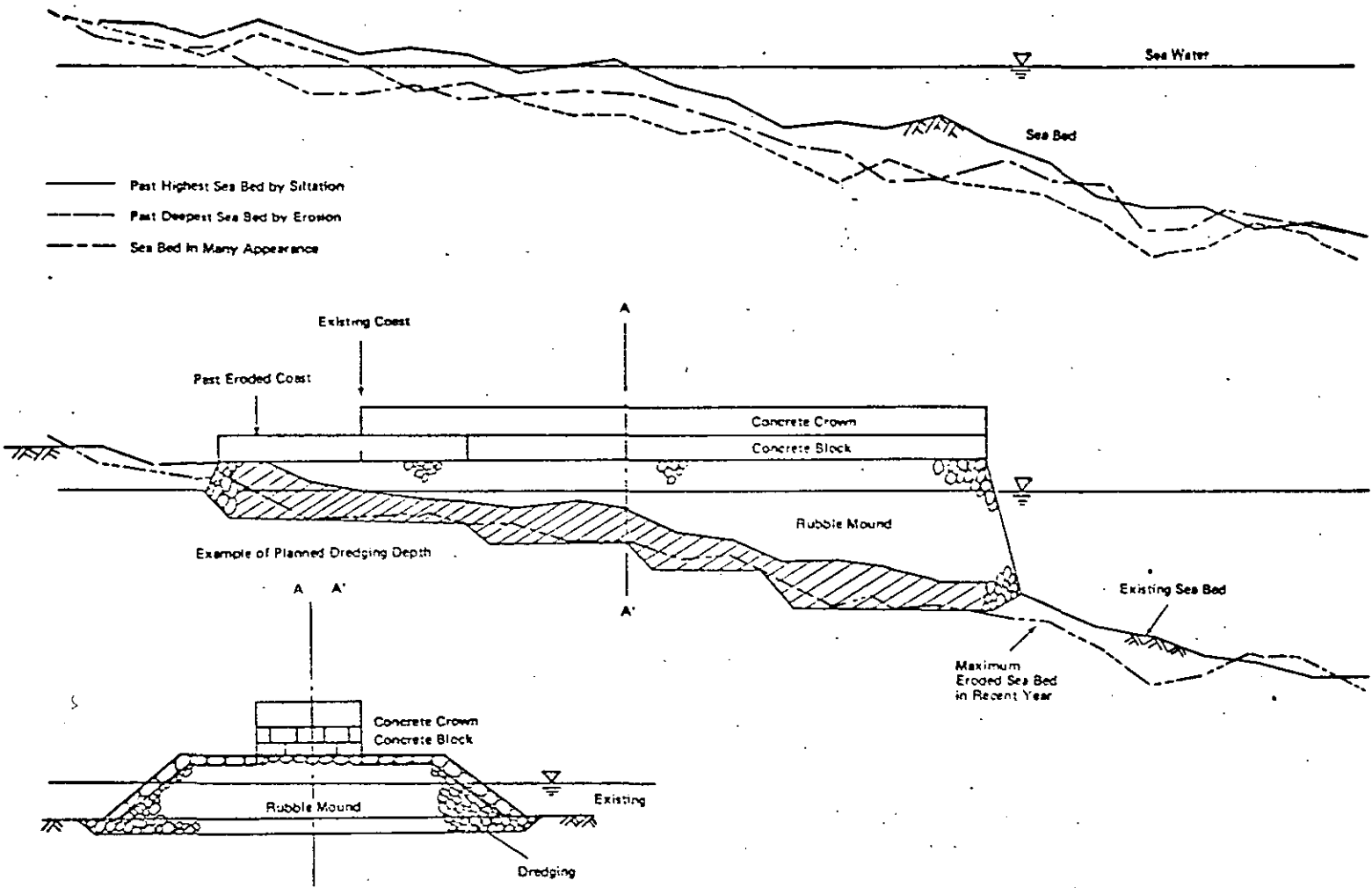
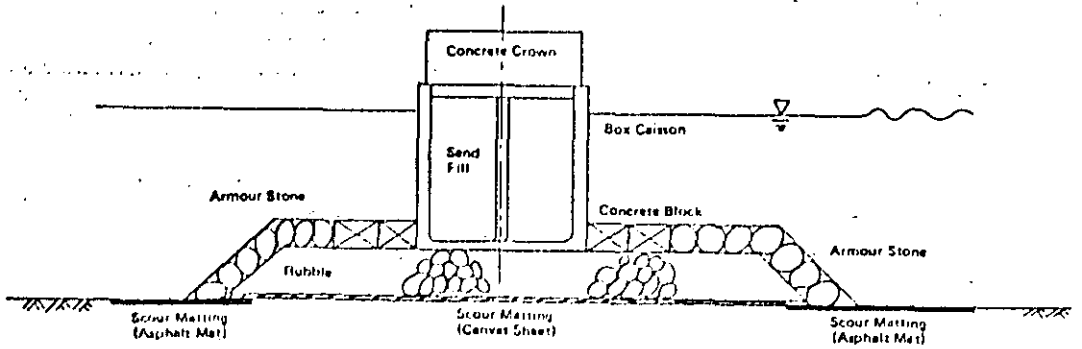


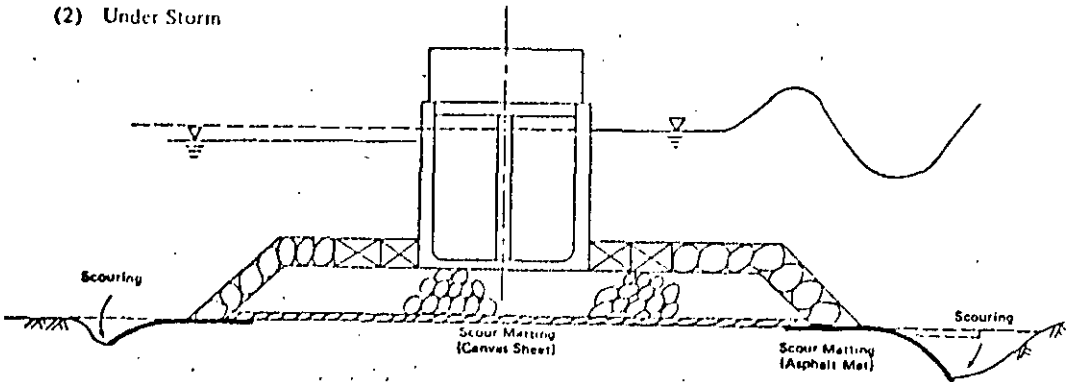
Fig. 8-4 Dredging for Rubble Mound of Breakwater

8-7. El mecanismo de protección por el método de estera contra derrumbes está indicado en la Fig. 8-5 y también se indican los ejemplares utilizados el mismo sistema en los puentes del Japón en las Fig. 8-6 y Fig. 8-7.

(1) Completion



(2) Under Storm



(3) After Storm

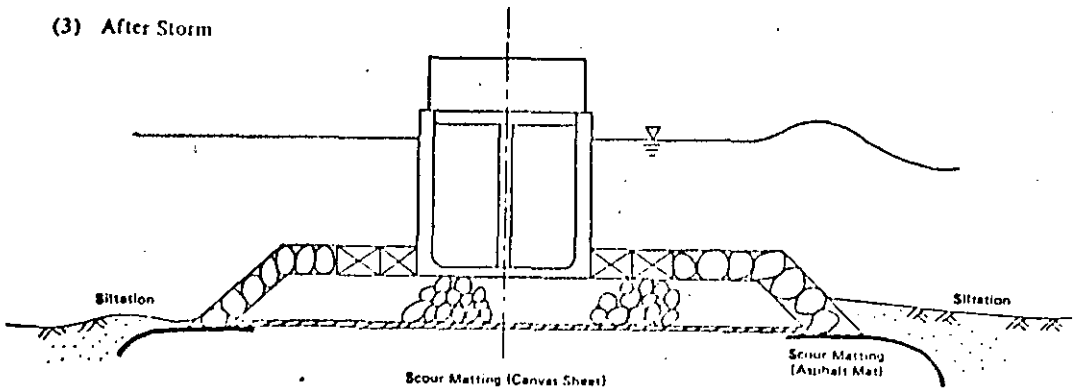


Fig. 8-5 Protection Movement of Scour Matting

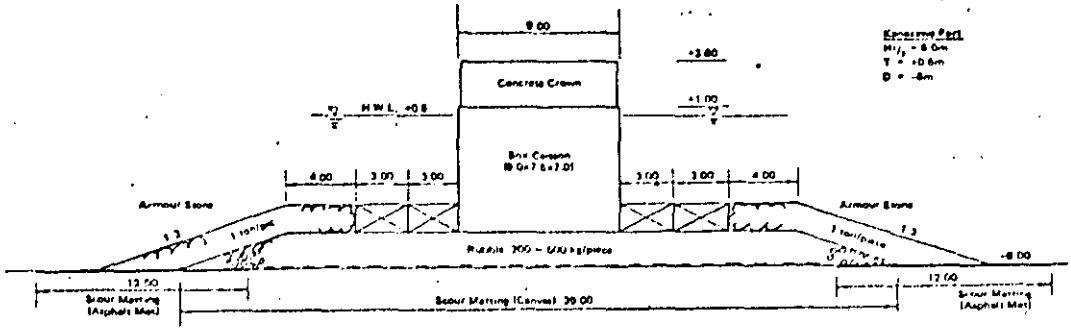


Fig. 8-6 Example of Scour Matting (East Breakwater of Kanazawa Port)

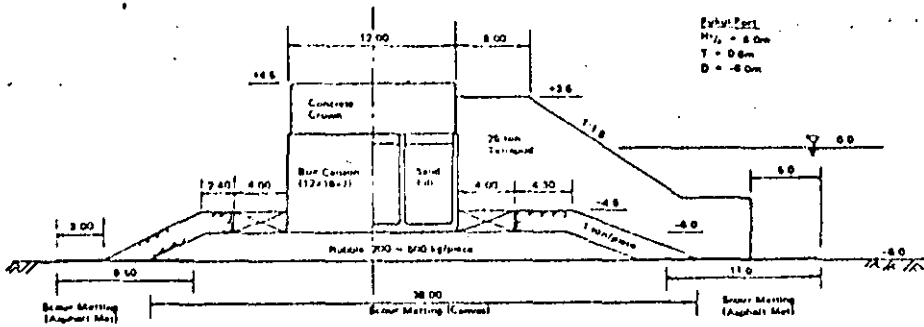


Fig. 8-7 Example of Scour Matting (North Breakwater of Fukui Port)

9. Asiento irregular del terraplén de rocas

9-1. La reparación del asiento irregular del rompeolas del tipo compuesto, que ocurre después de la terminación de construcción, es más costosa que la rompeolas del tipo inclinado de terraplén de rocas, por razón estructural

9-2. Los motivos de asiento de rompeolas se consideran los siguientes puntos:

- (1) Asiento de consolidación de tierra básica
- (2) Deslizante horizontal de tierra
- (3) Hundimiento en la tierra por su propio peso de rocas o bloques tirados
- (4) Consolidación de cuerpo mismo de rompeolas por disminución de resquicios
- (5) Consolidación de capa de arenas
- (6) Asiento por succión de arenas de la parte básica del cuerpo de rompeolas
- (7) Asiento por derrumbe o aflojamiento del terraplén de rocas o bloques de concreto tirados por erosión de olas en la parte básica de aguas abajo del rompeolas

En realidad, algunos fenómenos arriba mencionados ocurren al mismo tiempo y hacen daños de asiento a rompeolas.

9-3. Contramedidas para evitar asiento de rompeolas

- (1) Pronosticando el volumen de asiento de consolidación de tierra básica, la corona de rompeolas debe construirse a nivel un poco más alto para que la altura de la corona quede en el nivel diseñado después de haber terminado el asiento.
- (2) Al principio es recomendable ejecutar solamente, la construcción del terraplén de rocas o bloques de concreto y hay que dejarlo como mínimo un ciclo de clima tempestuoso, sin hacer los trabajos siguientes, para que se realice asentamiento suficiente.
- (3) Para evitar asiento de rompeolas por peso de materiales y/o concentración del cuerpo mismo, es efectivo dejar tolancia adicional suficiente en la ejecución. En la construcción del terraplén de rocas con espesor aproximado de 5 metros en el normal de arenas, una agregación de tolancia adicional aproximada del 5% del espesor de capa de enrocamiento es adecuada.
- (4) Los métodos de estera asfálticas contra derrumbes, o por lona, son más efectivos como contramedidas para evitar asiento por succión de arenas de la parte básica de cuerpo y por erosión de la parte básica de aguas abajo del cuerpo de rompeolas.
- (5) Para la construcción de rompeolas en zonas donde se pronostica el asiento o hundimiento a gran escala por razón de suelo blando, se debe aplicar el sistema de construcción sobre suelo blando; tale como, el reemplazable parte la superior del suelo con arenas gruesas, mejorar suelo por aplicación del sistema de aliviadero vertical de arenas o planear la distribución de peso del cuerpo de rompeolas por enfajinar abajo de la parte enrocada.
- (6) En caso de que se obligue la terminación total de la construcción de rompeolas en corto plazo y, además, no se puede escapar de la zona de suelo blando, y no se encuentra alguna contramedida efectiva contra esos factores son recomendables los rompeolas de enrocamiento por razón de la facilidad de reparación de asiento.

10. Estera Asfáltica para Protección

10-1. Los materiales por utilizarse en la estera contra derrumbes deben tener las siguientes características:

- (1) Plasticidad
- (2) Hermeticidad e impermeabilidad del agua del mar
- (3) Impenetrabilidad y anti-abrasividad
- (4) Facilidad de fabricación y de ejecución
- (5) Menor costo de fabricación
- (6) Facilidad de transporte de materias primas y sus productos

10-2. La estera asfáltica y plancha plástica se utilizan en el Japón, siendo la primera de más y está comprobada su mayor durabilidad.

10-3. La estera asfáltica es una plancha fabricada, por vertido en marco plano, del material mezclado de asfalto, asfaltenos, arenas y gravas y generalmente se agrega malla de yute para reforzar y también se embuten cables de acero para levantarla.

10-4. Cuando las partes básicas de aguas abajo de la estructura reciben daños por erosión, las esteras asfálticas instaladas hacia el exterior de la parte básica de aguas abajo del rompeolas, al borde de la protección de costa o parte básica en aguas abajo de enrocamiento se sirven para proteger y suspender el avance de erosión en cierto límite, abrazando las arenas interiores de esas estructuras por pender automáticamente su margen.

10-5. Tamaño y estructura de estera asfáltica

10-5-1. El tamaño y la estructura de estera asfáltica se decide considerando el objeto de uso concreto, condiciones en donde se utiliza y método de ejecución

Es recomendable de que la estera asfáltica tenga pocas juntas, por eso, es mejor fabricar la con la máxima extensión que lo permite el método de ejecución de obra, capacidad de grúa para colgarla, la extensión de patio de fabricación.

El espesor de estera asfáltica se decide, de acuerdo al plan de uso concreto, la fuerza que requiere e incurvabilidad, pero para la protección contra derrumbes es recomendable la estera fina.

10-5-2. Las esteras asfálticas utilizadas hasta la fecha en el Japón, tienen las siguientes dimensiones:

Ancho	de 1 a 5 metros
Longitud	de 2 a 10 metros
Espesor	de 5 a 8 cm

La estructura de estera asfáltica varía según el método de ejecución pero en caso de que se transporta e instala por grúa, las esteras de la siguiente estructura son más comunes y convenientes:

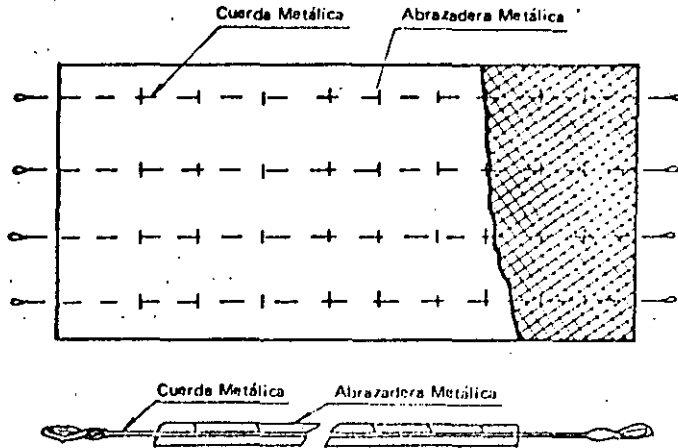


Fig. 10-1 Ejemplo de la estructura de estera asfáltica

10-6. Metodo de ejecución de estera asfáltica

10-6-1. En caso de transporte a corta distancia, la estera asfáltica se lleva e instala por Grúa flotante, tal como se indica en Fig. 9-2.

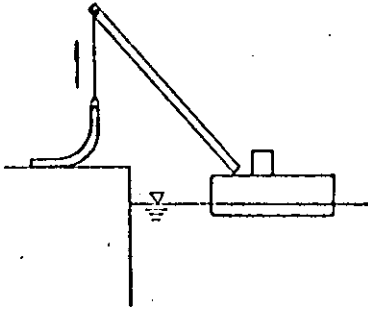
10-6-2. En caso del transporte a distancia larga, hay que llevar 2 ó 3 esteras por barcaza de plataforma con remolcador y se deben instalar con ayuda de grúa flotante. En este caso, se debe prestar atención a que si se carga muchas esteras (más de 4 esteras) habrá la posibilidad de deformar la estera más baja por peso de otras.

10-6-3. Para la unión de esteras asfálticas hay 3 siguientes maneras, según el objeto de su uso:

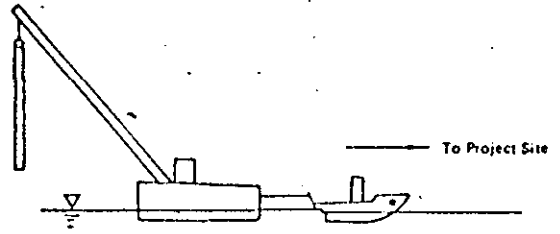
- (1) Sobreponer una a otra
- (2) Juntar bordes de 2 esteras y poner masilla de arena entre ellas
- (3) Juntar los bordes de 2 esteras y poner las chapas de unión en la parte de arriba o abajo.

El el Japón, el método (1) de sobreponer una a otra es el más usado, porque da mejores resultados.

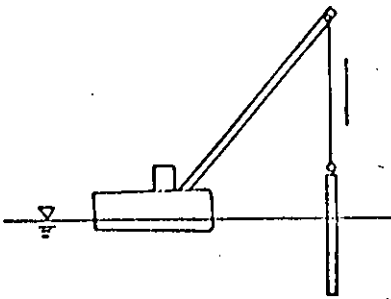
(1) Pull up the Mat



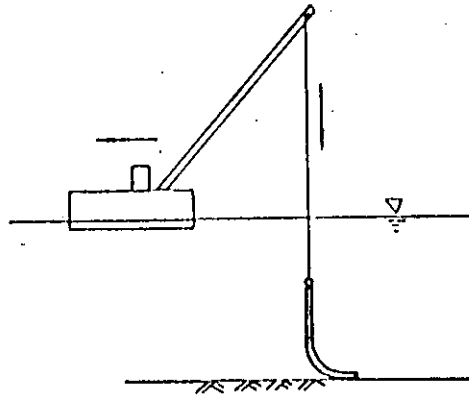
(2) Transport to Project Site



(3) At Project Site



(4) Setting Mat



(5) Returning to Yard

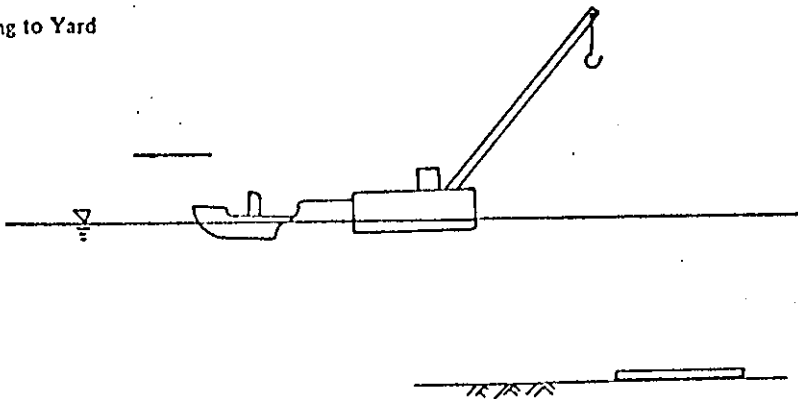


Fig. 10-2 Setting Works of Scour Mats

11. Lona

- 11-1.** La rompeolas de tipo inclinado o compuesto con terraplén de rocas, puede arruivarse en período de clima tempestuoso y está comprobada la razón principal de ello, es la succión de arenas de la parte básica por corriente de agua en el cuerpo del rompeolas.
- 11-2.** Para evitar daños de esta clase, en el Japón se está aplicado siguiente sistema. Primero, se extiende la lona en el fondo y luego se construye sobre ella el terraplén de rocas tiradas.
- 11-3.** Para la selección de materiales de lona, se debe estudiar la forma general de las rocas a tirarse y el calado de agua donde se construye las rompeolas y luego se define la calidad y espesor de la lona.
En general, hay que seleccionar y definir la calidad y espesor de la lona para que sea suficientemente resistente por el tiro de rocas de la misma altura que coincide al calado del lugar de construcción.

12. Cálculo de estabilidad en la cabeza y esquina de rompeolas

- 12-1.** Las rocas y bloques de concreto a utilizarse para armadura en la cabeza deben ser más pesadas que de materiales armadores de la parte del perfil normal del rompeolas. La parte de la cabeza recibe numerosos choques de olas de varias direcciones, por lo tanto, lata la posibilidad de que caigan materiales cubiertos (rocas armadoras y/o bloques de armadores de concreto) por el lado trasero antes de caer por el delantero. Por consiguiente, las rocas y/o bloques de concreto de armadores de la cabeza deben tener, por lo menos, 1.5 veces más el peso de con materiales cubiertos por la parte principal de rompeolas.
- 12-2.** En caso de suelo blando, el deslizamiento en la dirección paralela al alineamiento de rompeolas también debe examinarse. En este caso, debe considerarse la resistencia lateral friccional. El factor standard de seguridad debe ser 1.3.
- 12-3.** Cuando se construye un faro sobre la cabeza de rompeolas, el cálculo de estabilidad debe hacerse tomando en cuenta la fuerza sísmica, la fuerza de olas y la presión de vientos a que se trabajan.
- 12-4.** Varias fuerzas externas, tales como erosión de parte básica, choques de barcos, etc. trabajan en la parte de la cabeza en comparación con la parte principal del rompeolas. Por eso, es recomendable construir la parte de cabeza más grande que la parte principal.
- 12-5.** En el diseño de esquina de rompeolas debe considerarse el incremento de altura de olas.

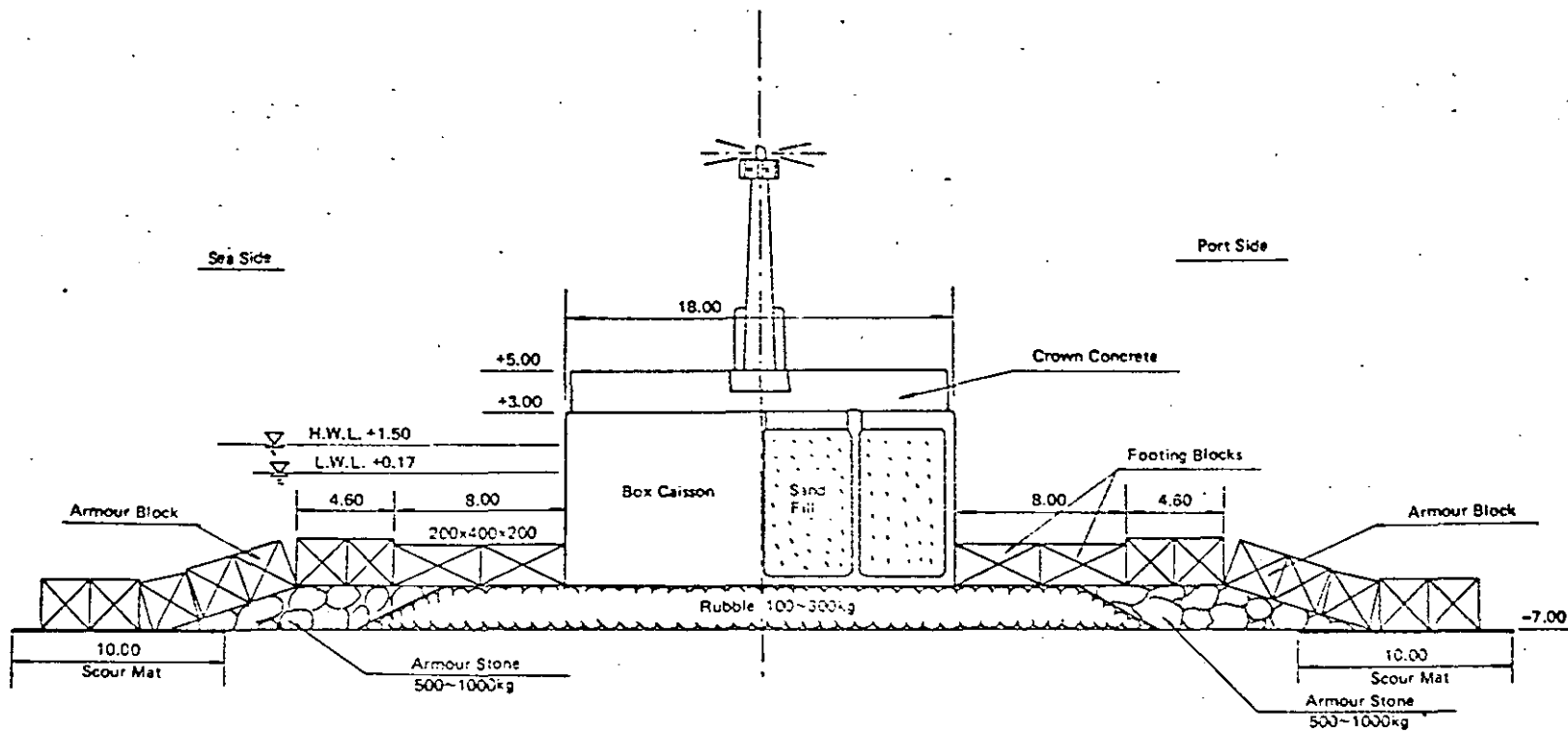


Fig. 12-1 Example of Breakwater Head, Port of HACHINOE



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS
DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO
MEXICO D.F.

MANUAL DE CONTROL DEL CONCRETO

ING. JULIO PINTER VEGA
JUNIO 1985



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería

PUBLICACION
NUMERO 68
DEL
INSTITUTO
DE
INGENIERIA

Manual de Control del Concreto

Ing. Elmo C. Higginson

INTRODUCCION

Este manual está formado por el texto de nueve conferencias que, sobre el tema "Cementos y Concretos Hidráulicos", dictó el autor, Ing. Elmo C. Higginson, en el Auditorio de la División del Doctorado de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., durante 1961.

El manual expone, en una forma clara y extensa, las normas generales necesarias para la superación de la calidad del concreto, en diversos tipos de construcciones; es por ello que tiene gran utilidad, no sólo para los profesionistas directamente relacionados con este campo, sino para todas aquellas personas que deseen obtener una visión general de las normas requeridas en la colocación de un concreto de alta calidad. El autor, amparado por una gran experiencia, describe en el texto resultados de ensayos efectuados por el Bureau of Reclamation, así como los criterios seguidos por éste en la construcción de diversas obras.

La traducción del texto original fue llevada a efecto por el Ing. Santiago Corro, investigador del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., quien agradece la valiosa colaboración del Ing. Roberto Sánchez Trejo, investigador del mismo Instituto.

J. Warman G.

U.N.A.M.

1962

INDICE

I. AGREGADOS PARA CONCRETO	5		
1.1. Agregados naturales	5		
1.2. Agregado triturado	4		
1.3. Investigaciones de campo	5		
1.4. Pruebas de laboratorio	5		
1.4.1. Propiedades físicas	6		
1.4.2. Sanidad en sulfato de sodio	9		
1.4.3. Abrasión los Angeles	8		
1.4.4. Examen petrográfico	8		
1.4.5. Reacción álcali-agregados	8		
1.4.6. Congelación y deshielo	12		
1.5. Selección	12		
1.6. Proceso y manejo de agregados	12		
1.7. Beneficio del agregado	20		
1.8. Concreto ligero	22		
1.9. Agregados ligeros	23		
1.10. Propiedades	25		
1.11. Conclusiones y resumen	26		
II. CEMENTO PORTLAND, PUZOLANAS Y OTROS MATERIALES CEMENTANTES	27		
2.1. Primeros materiales cementantes	27		
2.2. Concretos de cemento portland	28		
2.3. Cemento portland	29		
2.4. Constitución del cemento portland	31		
2.5. Finura del cemento	33		
2.6. Situación actual con respecto a los cementos portland	33		
2.7. Puzolana	34		
2.7.1. Arcillas y esquistos	34		
2.7.2. Materiales opalinos	34		
2.7.3. Tobs volcánicas y pumicitas	34		
2.8. Usos previos	34		
2.9. El desarrollo de las puzolanas en los EE.UU.	35		
2.10. La puzolana en las estructuras del Bureau of Reclamation	35		
2.11. Presa Friant	38		
2.12. Presa Davis	39		
2.13. Presa Hungry Horse	39		
2.14. Presa Monticello	40		
2.15. Efecto de la puzolana en el concreto	40		
2.15.1. Mejora la trabajabilidad	40		
2.15.2. Aumenta la impermeabilidad	41		
2.15.3. Disminuye la resistencia a edades cortas, pero puede aumentarla a edades avanzadas	41		
2.15.4. Aumenta el consumo de agua requerido y la contracción por secado	41		
2.15.5. Aumenta la resistencia a la congelación y deshielo	42		
2.15.6. Normalmente disminuye el costo del concreto	42		
2.15.7. Reduce la expansión debida a la reacción álcali-agregados	42		
2.15.8. Reduce la elevación de temperatura del concreto	43		
2.16. Cemento portland de escoria de altos hornos	44		
2.17. Cemento portland puzolánico	44		
III. ADITIVOS PARA CONCRETO	45		
3.1. Introducción	45		
3.1.1.	46		
3.1.2.	46		
3.1.3.	46		
3.1.4.	46		
3.2. Aspectos económicos	46		
3.3. Clasificación	47		
3.3.1. Agentes acelerantes	47		
3.3.2. Agentes reductores de agua y aceleradores de fraguado	51		
3.3.3. Agentes inclusores de aire	55		
3.3.4. Agentes que forman gases	57		
3.3.5. Materiales finamente divididos	58		
IV. PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS DE CONCRETO	59		
4.1. Generalidades	59		
4.2. Selección de proporciones	60		
4.3. Estimación del agua requerida	60		
4.4. Estimación de la cantidad de cemento requerida	61		
4.5. Estimación de las cantidades de agregados requeridas	61		
4.6. Cálculo de proporciones	62		
4.6.1. Pesos para diseñar la mezcla del concreto	62		
V. PLANTAS DE CONCRETO. COLOCACIÓN DE CONCRETO	67		
5.1. Dosificación	67		
5.2. Mezclado	69		
5.3. Transporte	73		
5.4. Moldes	76		
5.5. Preparación para la colocación	77		
5.5.1. Cimentaciones	77		
5.5.2. Juntas de construcción	78		
5.5.3. Acero de refuerzo y partes dentro del colado	81		
5.5.4. Inspección final	83		

INDICE

vii

5.6. Colocación y consolidación	84
5.6.1. Generalidades	84
5.6.2. Miembros estructurales y losas	84
5.6.3. Concreto en masa	86
5.6.4. Revestimiento de túneles	88
5.6.5. Revestimiento de canales	89
5.6.6. Vibradores	92
5.7. Acabado	93
5.8. Enfriamiento	94
5.9. Curado	94
5.10. Protección	96
5.10.1. Protección en tiempo de calor	96
5.10.2. Protección en tiempo frío	97
VI. ESPECIFICACIONES PARA CONCRETO Y MATERIALES PARA CONCRETO. ESPECIFICACIONES, GUÍA	99
6.1. Generalidades	99
6.2. Uso	99
6.3. Revisiones.	99
6.4. Referencias al Manual de Concreto	99
6.5. Abarque	100
6.5.1. Composición	100
6.5.2. Cementos	101
6.5.3. Puzolanas	102
6.5.4. Aditivos.	103
6.5.5. Agregados para concreto	103
6.5.6. Dosificación	105
6.5.7. Mezclas	105
6.5.8. Temperatura del concreto	105
6.5.9. Formas.	106
6.5.10. Preparación para el colado	108
6.5.11. Colocación.	108
6.5.12. Reparación de concreto	108
6.5.13. Acabados y terminación	109
6.5.14. Protección	111
6.5.15. Curado	111
6.5.16. Refuerzos	112
6.5.17. Tolerancias para construcción de concreto	112
6.5.18. Medida y pago del concreto	113
VII. CONTROL DEL CONCRETO	115
7.1. Objetivo	115
7.2. Que incluye el control del concreto	115
7.3. Diversas actividades del control de concreto	117
7.3.1. Cemento	117
7.3.2. Proceso y manejo de agregados	118
7.3.3. Camiones mezcladores	120
7.3.4. Manejo y colocación	121
7.3.5. Vibración del concreto en el lugar	124
7.3.6. Remoción de moldes	126

viii

INDICE

7.3.7. El acabado de superficies moldeadas y no moldeadas	126
7.3.8. Curado	128
7.3.9. Protección	128
7.4. Índice del valor del control de calidad del concreto	129
7.5. Registros de construcción	131
7.6. Conclusiones.	132
VIII. INVESTIGACIONES EN EL LABORATORIO CENTRAL	133
8.1. Generalidades	133
8.2. Congelación y deshielo	133
8.3. Reacción cemento-agregados	137
8.4. Abrasión	137
8.5. Erosión	141
8.6. Prueba de resistencia	142
8.7. Determinación de la elasticidad	145
8.8. Propiedades térmicas	147
8.8.1. La conductividad térmica	148
8.8.2. El calor específico	148
8.8.3. La difusibilidad	149
8.8.4. El coeficiente de expansión y contracción térmicas	149
8.9. Curado	149
8.10. Pruebas de permeabilidad	151
8.11. Contracción.	153
8.12. Fluencia lenta o escurrimiento plástico (creep).	155
8.13. Pruebas triaxiales de concreto y de roca	156
IX. TIPO ESPECIALES DE CONCRETO. CONCRETO PREMPACADO (PREPACKED CONCRETE)	159
9.1. Generalidades	159
9.2. Agregado grueso	159
9.3. Agregado fino	160
9.4. Cemento	160
9.5. Relleno (filler)	160
9.6. Agentes	161
9.7. Proporciones de la mezcla de mortero	161
9.8. Consistencia	161
9.9. Contracción por secado	163
9.10. Resistencia a la compresión	163
9.11. Resistencia a la adherencia	164
9.12. Propiedades elásticas	164
9.13. Durabilidad.	164
9.14. Colocación	164
9.15. Aplicaciones en los trabajos del Bureau of Reclamation	165
9.16. Mortero aplicado neumáticamente	166
9.16.1. Materiales	168
9.16.2. Rebote.	168
9.16.3. La mezcla óptima	169
9.16.4. Mezclado	169

9.16.5. Equipo	189
9.16.6. Preparación de superficies	171
9.16.7. Colocación y curado	172
9.17. Capa de desgaste adherida en pisos	174
9.17.1. Materiales	174
9.17.2. Preparación	175
9.18. Concreto clavable	177
9.19. Reparaciones de concreto	177

I. AGREGADOS PARA CONCRETO

1.1. Agregados naturales

Los agregados constituyen el 75% o más del volumen del concreto. En consecuencia, la granulometría y la calidad de los agregados ejercen propiedades determinantes en las características del concreto. Antes de planear una estructura de concreto, diseñarla y construirla, debe localizarse un banco que sea económicamente disponible y capaz de suministrar un volumen satisfactorio de agregados, aproximadamente equivalente al volumen del concreto terminado. Los agregados adecuados para concretos de calidad, pueden obtenerse de depósitos naturales, de bancos de roca para ser triturada o de una combinación de ambos.

Los agregados naturales suelen presentarse como depósitos sedimentarios, producto de arrastres de corrientes o depósitos glaciales. Estos depósitos de arena y grava naturales son la fuente más importante de agregados en la parte occidental de Estados Unidos, debido a sus características físicas y a que se dispone de ellos con facilidad.

Los depósitos de corrientes de agua son los más comunes y generalmente los más deseables debido a:

- las piezas individuales generalmente son redondeadas,
- las corrientes producen un efecto de selección que mejora la granulometría, y
- la abrasión causada por el efecto de transporte y depósito de los materiales en la corriente conduce a una eliminación parcial de los materiales más débiles.

Generalmente se encuentran depósitos extensos de arena y grava naturales en las riberas de una corriente o en su cauce, aunque también pueden encontrarse en terraza a mayores elevaciones.

Los depósitos glaciales están limitados a latitudes muy al norte o a elevaciones altas. Son de dos tipos: *glaciales verdaderos* y *glaciales fluviales*. Los primeros han sido transportados por hielo y suelen presentarse en forma de colinas "hummocky", denominadas *morainas*. Estos depósitos no han estado sujetos a la acción abrasiva o a la de selección producida por el transporte de río; por lo tanto, generalmente contienen material en formas y tamaños heterogéneos y con gran variación en cuanto a calidad, ya que los componentes más débiles no han sufrido la desintegración abrasiva, asociada a la acción de las corrientes. No habiendo sido afectados por la acción fluvial, por lo general, son demasiado heterogéneos para ser adecuados como agregados, y cuando más, sólo pueden

usarse después de complicados tratamientos. Los depósitos *glaciales fluviales* consisten de materiales que han estado sujetos a la acción de las corrientes. Suelen presentarse en el cauce de la corriente o en terrenos de inundación, aguas abajo de las morainas y generalmente permiten obtener materiales satisfactorios para agregados.

Además de las corrientes glaciales y corrientes naturales, las acumulaciones de "talus", los depósitos de arena arrastrados por el viento, y los mantos aluviales en las bocas de los arroyos, en regiones áridas, pueden también proporcionar fuentes adecuadas de agregado natural.

Los materiales de aluvión y talus a menudo requieren un tratamiento mayor que el usual debido a su mala granulometría y a que sólo han perdido una pequeña cantidad de materias perjudiciales. El material producido de arrastre del viento, como es natural, está limitado a los tamaños finos de arena.

1.2. Agregado triturado

En general, la producción de material triturado de bancos y otras fuentes es más costosa que procesar la grava y arena naturales. La situación puede complicarse por condiciones de sobrecarga o por presentarse zonas recubiertas a través de los depósitos naturales. Sin embargo, en muchos proyectos, debe determinarse la posibilidad de usar roca triturada o material natural como agregados.

Si el banco es una formación de gran espesor, extensa y uniforme litológicamente, el suministro de roca triturada de calidad uniforme y granulometría controlada puede considerarse prácticamente ilimitado. Estas características tienen mayor importancia que las ventajas de los agregados naturales, debido a que éstos están sujetos a variación en granulometría y calidad, y a que el espesor del depósito arriba del nivel freático es limitado, lo que obliga a explotar un área grande si se necesitan grandes cantidades de agregados.

El costo, calidad y granulometría son importantes al seleccionar entre agregado triturado y natural.

El agregado triturado difiere físicamente del natural con respecto a forma. Debido a la trituración y molienda que intervienen en la producción de agregado triturado, las partículas tienen formas angulares e irregulares, característica que, en comparación con la forma redondeada de los agregados naturales, puede hacer aumentar la cantidad de cemento y el contenido de agua para una determinada trabajabilidad del concreto.

El tamaño y forma de la roca triturada depende principalmente de la presencia y espaciamiento de planos naturales de fractura o *clivaje*. Por ejemplo, los cristales gruesos del granito implican una estructura interna débilmente entrelazada, que conduce a excesiva granulación durante el triturado; la estructura aplanada de las rocas metamórficas suele originar partículas trituradas de forma alargada o plana; la caliza, roca sedimentaria, puede tener buenas características de trituración si es densa y pura, pero puede producir un

exceso de finos si presenta fracturas muy cercanas entre sí o está muy estratificada.

Tales características petrográficas inherentes al origen de la roca, pueden tener bastante importancia respecto a la facilidad de explotación de un manto natural de roca y en los costos de trituración requeridos para obtener la granulometría especificada, independientemente de la calidad intrínseca de la roca para su uso como agregado.

1.3. Investigaciones de campo

Las investigaciones de campo para agregados incluyen el reconocimiento y muestreo de los depósitos disponibles. Las personas encargadas del trabajo de reconocimiento deben disponer de información acerca de la cantidad aproximada de agregado que se requiere, el tamaño máximo que vaya a usarse, y la naturaleza de la construcción propuesta. También deben estar familiarizadas con los efectos, en las propiedades del concreto, de la granulometría, características físicas y composición de los agregados. El buen juicio y los estudios suficientemente completos al hacer los estudios preliminares de campo, se reflejan en la durabilidad y la economía de las estructuras terminadas.

La experiencia previa en geología fundamental es muy útil al hacer los estudios preliminares de campo. Los procesos geológicos mediante los cuales se formó un depósito o por los cuales se modificó posteriormente, determinan muchas de las características que pueden influir en una decisión acerca de su utilización. Al buscar agregados adecuados, es importante tener en cuenta que rara vez se encuentran materiales ideales. Son muy comunes las deficiencias o excesos de uno o más tamaños; pueden presentarse en cantidades excesivas tipos objetables de roca, partículas revestidas o cementadas, o partículas de forma plana o alargada; la arcilla, el limo o la materia orgánica pueden contaminar el depósito; los efectos de la intemperie pueden reducir notablemente la resistencia de las partículas. Desgraciadamente, las condiciones dentro del depósito no pueden observarse directamente en la superficie; sin embargo, las interpretaciones, basadas en las observaciones superficiales, se confirman mediante el entendimiento de las condiciones geológicas y de los procesos que han actuado en el material.

Si los resultados de investigaciones preliminares limitan la selección del banco a uno o varios depósitos no explotados, deben explorarse entonces los que representen mejores características, mediante el empleo de perforaciones protegidas con formas metálicas, pozos a cielo abierto, trincheras u otros medios adecuados. El método empleado dependerá de la topografía local; del área; forma y profundidad del depósito; agua freática; presencia de rocas grandes y consideraciones que afecten la economía. Las excavaciones de prueba deben distribuirse en intervalos de acuerdo con la uniformidad y tamaño del banco, y hacerse en el mínimo número efectivo posible. El objetivo principal es obtener suficientes mues-

tras representativas que permitan una estimación precisa de la calidad y cantidad de los materiales disponibles, permitir una predicción digna de confianza de las operaciones de procesado que vayan a requerirse, determinar que mezclas de concreto son las más adecuadas para el trabajo, y suministrar información para los concursos de contrato y para los trabajos de campo durante la construcción.

Las zonas de prueba pueden excavar a mano o mediante maquinaria. Si bien los pozos de prueba excavados con máquina no permiten un muestreo tan preciso como los excavados a mano, dan una idea general acerca del material e indican cuando puede ser recomendable hacer uno o más pozos de prueba excavados a mano, para una estimación más precisa de las características del depósito. La profundidad total del pozo de prueba no puede determinarse de antemano y se deja a juicio del ingeniero residente. Las muestras de prueba se sacan de los pozos, se clasifican y se procesan en cantidad suficiente para permitir mezclas de prueba, y ensayos de laboratorio del agregado.

1.4. Pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio del agregado pueden dividirse en seis categorías.

1.4.1. *Propiedades físicas.* Las pruebas que se realizan bajo el nombre de *propiedades físicas*, incluyen pruebas de: densidad y absorción; colorimétrica para impurezas orgánicas en la arena; determinación de porcentaje de material que pasa la malla N° 200 y granulometrías de la arena y agregado grueso.

Las pruebas de densidad y absorción se realizan como estudios de rutina, debido a su importancia en el diseño de mezclas de concreto. Los agregados de mayor densidad suelen ser mejores respecto a sanidad y resistencia. Una densidad baja no implica necesariamente que deba rechazarse un agregado, pero es una advertencia de que deben hacerse pruebas adicionales antes de que el agregado pueda considerarse aceptable. La densidad de la arena y de la grava frecuentemente se limita, por especificaciones, a un valor mínimo de 2.60.

La prueba de absorción determina la cantidad de agua que los agregados tomarán para saturarse. Dado que la relación agua-cemento del concreto se basa en el uso de agregados saturados y superficialmente secos, es necesario determinar el valor de absorción de los mismos. Un valor de absorción muy por encima del 1% indica que el agregado puede ser de baja calidad, pero no implica necesariamente que deba rechazarse.

La prueba colorimétrica de la arena indica la presencia de cantidades perjudiciales de materia orgánica. Si se obtiene un color más oscuro que el normal, con la arena que ha sido lavada, deben hacerse pruebas adicionales para determinar la naturaleza del material que produce dicho color y su efecto en el mortero.

Las sustancias que contaminan los agregados, tales como limo, arcilla, materia orgánica y sales solubles, que pueden reducir la resistencia o durabilidad del concreto, frecuentemente pueden eliminarse mediante el lavado. La prueba de control más sencilla es la determinación, mediante lavado, del porcentaje de material que pasa la malla N° 200. En la mayoría de los casos no se permite más de 3%.

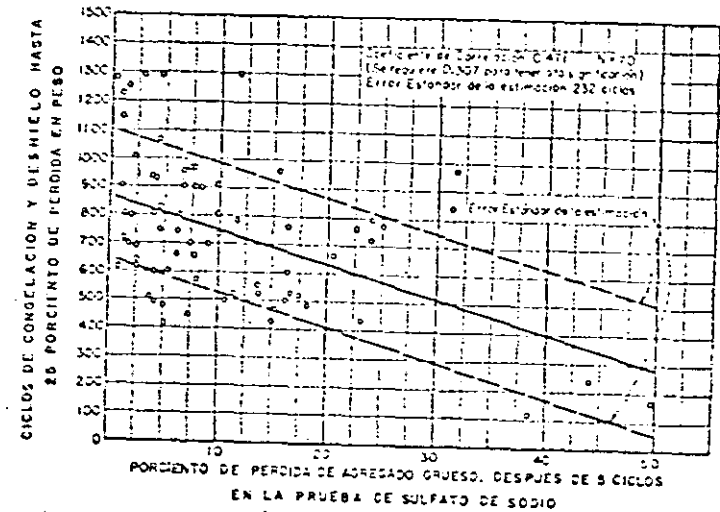


FIG. 1.1. Relación entre la pérdida de agregado grueso en la prueba de sulfato de sodio y la durabilidad del concreto con aire incluido frente al congelamiento y deshielo.

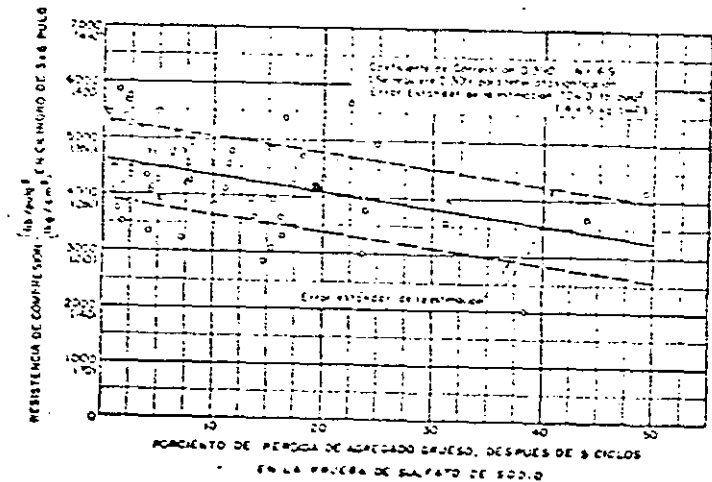


FIG. 1.2. Relación entre la pérdida de agregado grueso en la prueba de sulfato de sodio y la resistencia a la compresión en un concreto con aire incluido.

1.4.2. *Sanidad en sulfato de sodio.* Esta prueba da una indicación de la debilidad estructural que puede presentarse en un agregado. Las pruebas de laboratorio indican que existe una relación entre la pérdida, en porcentaje, de agregado grueso, la resistencia de compresión y la durabilidad a congelación y deshielo del concreto hecho con el agregado. En general, las muestras de agregado se consideran aceptables si la pérdida en peso, después de cinco ciclos, es menor de 8% para arena y 10% para grava. (Ver Figs. 1.1 y 1.2).

1.4.3. *Abrasión Los Angeles.* Esta prueba da información respecto a la dureza y tenacidad de un agregado, y una indicación del desquebrajamiento que debe esperarse para un material determinado durante su almacenamiento en pilas, manejo y transporte. Hay una relación definida entre la resistencia del concreto y la calidad del agregado grueso, medida en la prueba de abrasión Los Angeles. En general, se acepta en el agregado grueso una pérdida máxima en peso, de 10% después de 100 revoluciones y de 40% después de 500 revoluciones.

1.4.4. *Examen petrográfico.* Desde hace varios años en el Bureau of Reclamation se han hecho pruebas petrográficas de todos los agregados destinados a proyectos de construcción en los que se utiliza concreto. Con el transcurso del tiempo los resultados de estos exámenes han tenido mayor significado y se les ha tomado mayor confianza, por la experiencia y el mejor conocimiento de la importancia de las propiedades petrográficas de los agregados. Las técnicas y métodos de examen petrográfico de los agregados gruesos ha progresado desde una simple inspección visual hasta un análisis detallado y la descripción de agregados complejos.

El examen petrográfico del agregado para concreto se realiza para clasificar las rocas y los minerales en el mismo, determinar la cantidad e identificar los materiales petrográficamente alterados o perjudiciales, y ayudar en la interpretación de las pruebas físicas o químicas. El estudio descubre debilidades estructurales tales como fracturas ocultas, vetas de arcilla, poros o características estructurales indeseables, que pueden dañar al concreto en condiciones climáticas de congelación. También descubre debilidades químicas tales como materiales reactivos con los álcalis, rocas intemperizadas, recubrimientos perjudiciales, yeso, materiales incompatibles térmicamente, y materiales inestables químicamente como la pirita o magnetita. Estos materiales perjudiciales no se pueden detectar en las pruebas usuales de aceptación, pero se sabe que causan daños en el concreto. El examen petrográfico y la prueba química rápida para reactividad con los álcalis, suplementadas con las pruebas de barras de mortero, dan una base para determinar la necesidad de cemento con bajo contenido de álcalis u otras medidas, tales como el uso de materiales puzolánicos para el control de la expansión, etc.

1.4.5. *Reacción álcali-agregados.* MECANICA DE LA REACCIÓN. Mediante la investigación detallada de estructuras de campo

y la ejecución de pruebas exhaustivas, se ha llegado a la creencia de que durante la reacción álcali-agregados se produce la secuencia de los eventos que se describen a continuación. Durante el mezclado del agregado, cemento y agua, y durante las horas siguientes, el agua adquiere cantidades importantes de los álcalis del cemento debido a su solubilidad preferente. La concentración de los álcalis en esta solución aumenta a medida que los silicatos y aluminatos de calcio se hidratan y extraen agua de la solución. De esta manera, se forman soluciones fuertemente cáusticas en un concreto que contiene un cemento de alto contenido de álcalis, durante el período de fraguado y el subsecuente período de curado.

Las partículas de agregados susceptibles son atacadas por el líquido cáustico en el concreto, y empiezan a formar gels alcalinos de silice en las sustancias silíceas de rocas y minerales. La reacción continúa con mayor rapidez para sustancias altamente reactivas, tales como ópalos, y más lentamente para sustancias menos reactivas, como rocas volcánicas vítreas. Al principio, los gels son probablemente muy viscosos; pero su viscosidad disminuye a medida que absorben agua de la pasta de cemento. La cantidad de agua que se requiere para el mezclado y colocación satisfactorios del concreto excede en forma considerable la cantidad que se necesita para la hidratación completa del cemento portland, de manera que haya agua disponible fácilmente para la formación e hidratación de los gels.

Como consecuencia de la formación de gels y su absorción en agua, se acumulan presiones osmóticas que producen esfuerzos que tratan de separar, y que por fin rompen, la pasta que está inmediatamente alrededor de las partículas reactivas. Las fracturas que resultan de la ruptura de la pasta actúan como depósitos en donde se acumulan los gels. Se originan como micro-fracturas pero la continua absorción de agua por los gels produce su aumento y propagación de tal manera, que algunas de ellas llegan a la superficie exterior del concreto y se presentan como agrietamientos de trayectoria típica. Generalmente se produce exudación de los gels en estas grietas superficiales.

La formación de numerosas fracturas ocasiona la disminución de resistencia y elasticidad, y la expansión del concreto causada por la reacción álcali-agregado. Sin embargo, pueden observarse grandes diferencias en velocidades y grado de deterioro para distintos concretos, debido a variaciones en la reactividad de los agregados, contenido de álcalis en el cemento, humedad libre, rango de temperatura y grado de restricción del concreto.

Una porosidad excepcionalmente alta, ya sea de las partículas de agregados o de la pasta de cemento, puede permitir la expansión de los gels recién formados y así retardar o evitar el deterioro del concreto.

La reacción álcali-agregados acelera otros procesos nocivos al concreto debido a la formación de grietas que permiten la entrada del agua. Las soluciones con bióxido de carbono disuelto convierten al hidróxido de calcio en carbonato de calcio, con el consecuente aumento de volumen. La susceptibilidad a fallar mediante la conge-

lación y el deshielo del concreto, también aumenta a medida que continúa la fractura y separación del agregado y la pasta. Una vez que estos procesos destructivos empiezan a operar, la historia del deterioro del concreto puede llegar a ser tan compleja, que la causa inicial del daño solamente puede determinarse mediante estudios petrográficos y químicos detallados. El hecho que no se haya conocido el proceso de la reacción álcali-agregado antes de 1940, a pesar del gran número de ejemplos existentes, puede atribuirse en parte al hecho de que otros tipos de daño frecuentemente ocultan esta reacción.

CONTROL DE LA REACCION. De lo anterior se deduce que hay cinco métodos para reducir o controlar la reacción álcali-agregado.

a) *Selección de agregados no reactivos.* Cuando hay varios depósitos de agregados disponibles para usarse en un proyecto determinado, puede ser posible seleccionar de entre ellos un agregado que no sea perjudicialmente reactivo con los álcalis del cemento. Sin embargo, con frecuencia existen factores económicos que obligan al uso de un material y que prácticamente eliminan el uso de otros disponibles a mayor costo.

La nocividad potencial de los agregados puede determinarse mediante inspección petrográfica, aplicación de una prueba química con hidróxido de sodio, o mediante barras de mortero en las que el agregado se combina con cementos de diferentes contenidos de álcalis. En los trabajos del Bureau of Reclamation nunca se rechaza un agregado solamente por su reactividad potencial con los álcalis, ya que se recurre a la selección de cementos de bajo contenido de álcalis, o cementos que contengan aditivos que controlen la reacción álcali-agregado.

b) *Control de los álcalis libres en el cemento.* En 1941, después de haberse descubierto la importancia del contenido de álcalis en el cemento, el Bureau of Reclamation especificó que, siempre que fuera posible, los cementos adquiridos para uso en trabajos del Bureau no deberían contener más del 0.6% de álcalis expresados en equivalente de NaOH. Los cementos que cumplen esta especificación se conocen como cementos de bajo contenido de álcalis.

En la mayoría de los casos, la reducción del contenido de álcalis está acompañada por una marcada reducción en ferroaluminato tetra-cálcico que es un material fundente con bajo poder cementante, y menor cantidad de aluminato tri-cálcico que generalmente se considera un compuesto indeseable. Por coincidencia, los principales compuestos cementantes, silicato tri-cálcico y silicato di-cálcico aumentan hasta en un 9%. Parece evidente que el costo adicional del cemento con bajo contenido de álcali, que va de cero hasta aproximadamente 50 centavos de dólar por barril, queda ampliamente compensado por el solo aumento en calidad.

c) *Uso de aditivos correctores como las puzolanas.* Mediante extensas pruebas se ha mostrado, recientemente, que ciertos compuestos puzolánicos finamente molidos, agregados al cemento, pue-

den controlar la reacción álcali-agregados, evidentemente mediante la absorción y reacción química de los álcalis antes de que éstos ataquen a los agregados reactivos.

d) *Control de vacíos en el mortero y en el concreto.* Teniendo en cuenta que la expansión del mortero en el concreto, como resultado de la reacción álcali-agregados, está directamente relacionada con el desarrollo de presiones osmóticas en los cuerpos de los gels de sílice alcalinos secundarios, es evidente que los huecos dentro del mortero disponibles para el gel, producido dentro o sobre las partículas de agregado, pueden servir para aliviar las presiones hidrostáticas, que de otra manera se ejercerían contra la pasta de cemento circundante. Cuando el agregado es reactivo en forma sólo moderada, o si los cementos son comparativamente bajos en álcalis, estos espacios vacíos, pueden evitar completamente los daños dentro del concreto y así prevenir el deterioro del mismo debido a la reacción álcali-agregados. Sin embargo, la experimentación ha mostrado que si el agregado es bastante reactivo y el cemento es relativamente alto en álcalis, no debe buscarse que el control de vacíos dentro del concreto, evite los daños resultantes de la reacción álcali-agregado. Por ejemplo, un mortero de laboratorio con cemento de alto contenido de álcalis y un agregado muy reactivo, sufrió una expansión de 0.71% a un año con un contenido de aire de 2.1%. La expansión disminuyó al aumentar el contenido de aire, pero aún para 13% de contenido de aire, la expansión del mortero a un año fue 0.23%. Una expansión de esta magnitud puede dañar seriamente el concreto de campo.

e) *Control de humedad libre.* El progreso de las reacciones químicas que intervienen en la destrucción álcali-agregados, requiere la presencia de agua. En consecuencia, se ha observado que la

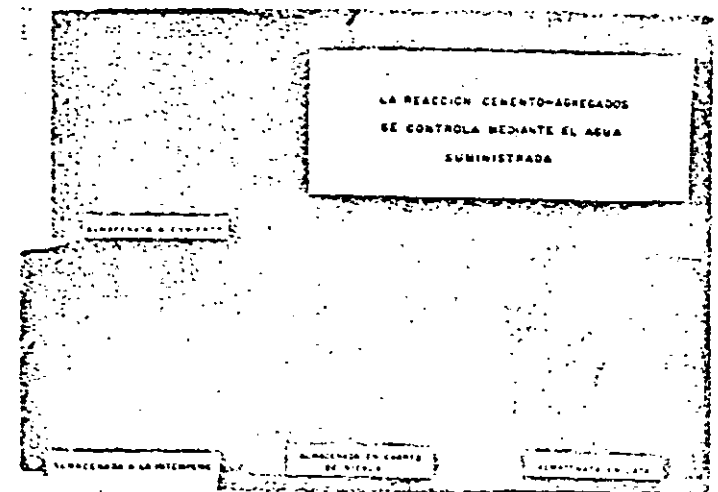


FIG. 13. La reacción cemento-agregados se controla por medio del suministro de agua.

carencia de ésta puede reducir mucho o eliminar completamente este tipo de daño. Por tanto, el concreto para las construcciones interiores puede no ser afectado por la reacción alcali-agregado, aun usando cemento de alto contenido de álcalis en combinación con agregados muy reactivos. Sin embargo, la cantidad de agua suministrada al concreto para dar la trabajabilidad necesaria durante el mezclado, es suficiente para permitir que las reacciones químicas continúen en forma indefinida, a menos que el concreto se seque. Por tanto la aplicación de agentes impermeabilizantes a la superfi-

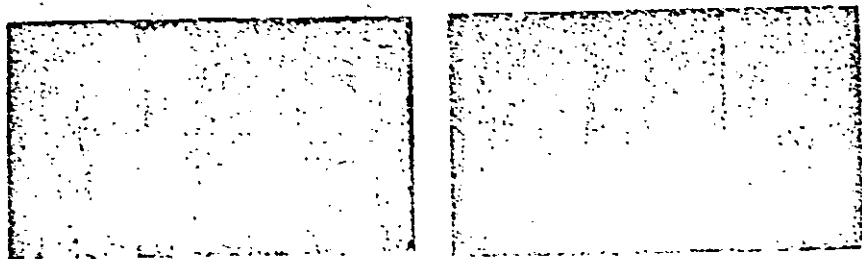


Fig. 14. Concretos con aire incluido, que contienen agregado Henrys Fork, tras 400 ciclos de congelación y deshielo.

cie del concreto, con objeto de evitar penetración adicional de agua en la estructura, pueden inhibir o retardar el progreso de las reacciones, pero tales aplicaciones no pueden considerarse como un remedio que proteja la estructura indefinidamente de los efectos de la reacción alcali-agregados. (Fig. 13.)

1.4.6. *Congelación y deshielo.* Estas pruebas se discutirán en otra sección, véase Fig. 1.4.

1.5. Selección

De los agregados disponibles debe seleccionarse el más económico que satisfaga los requisitos especificados referentes a calidad y cantidad. Es difícil ser más específico, ya que los requisitos para un proyecto pueden variar dentro de criterios muy amplios y diversos. La localización, la cantidad, los resultados de pruebas de laboratorio y la disponibilidad del banco, son los factores más importantes para determinar si un agregado puede usarse. Si solamente se cuenta con un agregado de baja calidad, deben permitirse arreglos en el diseño o cambios en las normas de calidad. Debe recordarse que muchas deficiencias en el agregado mismo pueden compensarse por los otros componentes del concreto.

1.6. Proceso y manejo de agregados

El proceso de agregados puede incluir diversas operaciones, en varias secuencias y combinaciones, que dependen del carácter de la materia prima:

- a) Separación en fracciones mediante cribado
- b) Lavado
- c) Clasificación
- d) Mezclado
- e) Triturado
- f) Molienda
- g) Almacenamiento.

El objetivo que se persigue al procesar los agregados es proporcionar un producto o productos terminados, que sean uniformes, estén libres de materiales objetables, limpios y tengan calidad satisfactoria. Muchos depósitos de arena y grava se encuentran limpios en forma natural, bien graduados, y son de tal calidad que no requieren proceso. Sin embargo, tales materiales no pueden ser movidos, transportados, manejados, almacenados, e introducidos en la mez-

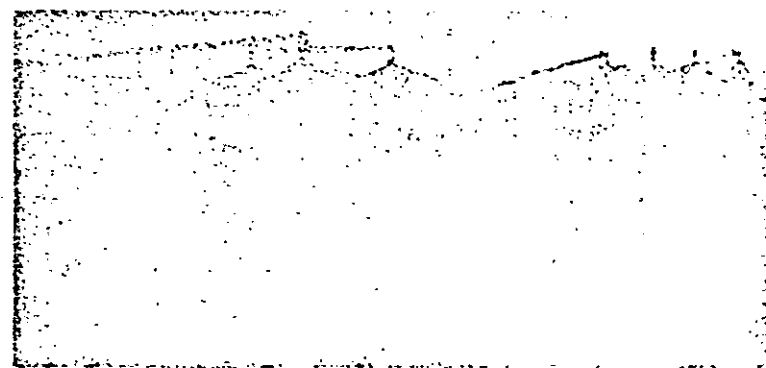


Fig. 15. Planta de agregados de concreto.

cladora sin poner en peligro la uniformidad en la dosificación. La segregación, que ocurre al pretender usar materiales del banco en su estado natural, destruirá cualquier esfuerzo para obtener uniformidad en las operaciones de mezcla a mezcla y de día a día. Es por tanto necesario, aun cuando los materiales del banco en su estado natural sean aceptables, separar los materiales en fracciones de tamaños límites individuales suficientemente estrechos para que no ocurra una segregación objetable. (Fig. 1.5.)

El primer paso en este proceso es la remoción y tratamiento de todos los supratamaños. Algunas veces los supratamaños se trituran y emplean; en otras ocasiones es más barato desperdiciarlos. Si se emplean y no es importante obtener la cantidad máxima posible de tamaños grandes, la alimentación de la planta puede iniciarse en una quebradora primaria que deje pasar muy poco o nada del material de mayor tamaño que el máximo deseado. Esto trae como consecuencia que se triture una cantidad considerable del material más pequeño que el máximo tamaño deseado. Para obtener más cantidad de este tamaño, cuando se necesita, se eliminan a mano los supratamaños y se trituran en forma separada en una quebradora de entrada relativamente ancha, de tal forma que en un prin-

cipio una carga relativamente grande de material que recircula, no se triture en tamaños demasiado pequeños. Ya que la forma de las partículas no es de importancia primaria en los tamaños grandes de agregados, especialmente cuando el material triturado constituye sólo una fracción de éstos y se combina en proporciones razonablemente uniformes con la grava, los supratamaños se Trituran normalmente en quebradoras de quijadas, giratorias o de cono. El cribado de los tamaños menores de $3/8"$, producto de tales operaciones de triturado, es normalmente muy difícil y debería desperdiciarse a menos que se requiera.

La separación de los agregados gruesos en diversas fracciones, facilita el control de segregaciones durante el manejo y permite su combinación en un concreto de granulometría constante. La experiencia ha mostrado que el equilibrio entre un número excesivo de tamaños y la eliminación de segregación importante en el manejo, se obtiene cuando el tamaño máximo nominal de una fracción no es mayor de dos veces el tamaño mínimo nominal. El Bureau usa los siguientes tamaños: $3/16"$ a $3/8"$, $3/8"$ a $3/4"$, $3/4"$ a $1-1/2"$, $1-1/2"$ a $3"$ y $3"$ a $6"$. Para el mejor control de la gravilla (de $3/16"$ a $3/8"$), que es especialmente importante para el revestimiento de canales y otras obras de concreto, y en trabajos donde hay gran cantidad de operaciones de manejo y almacenamiento de los agregados, el Bureau cada vez insiste más en la separación a $3/8"$. Otras series de tamaños tales como $1/4"$, $1/2"$, $1"$, $2"$ y $4"$ son igualmente apropiados si, como con frecuencia es el caso, algunos de estos tamaños máximos resultan más ventajosos para algunas partes del trabajo.

Para concreto en masa se ha encontrado impráctico, o por lo menos sin ventajas importantes, usar agregado grueso mayor de $6"$, cuando el abastecimiento del material de $6"$ es adecuado. Sin embargo, puede usarse agregado grueso hasta de $8"$ y $10"$ para corregir parcialmente las deficiencias en el abastecimiento de material entre $3"$ y $6"$, cuando esta sustitución no afecte los procedimientos establecidos de cribado, dosificado, mezclado, consistencia o colocación.

Al especificar la división de agregados gruesos en un número de tamaños, se establece una limitación respecto a la cantidad de infratamaños que será permisible en cada fracción. Los supratamaños también se mencionan pero resultan menos importantes ya que las piezas de roca pueden volverse más pequeñas en el manejo subsecuente y nunca serán mayores que la abertura de la malla. Los infratamaños deberán limitarse, pues si existen en cantidades excesivas se presenta un serio problema de uniformidad, debido a su tendencia a segregarse cuando el material es manejado, almacenado y dosificado. Sin embargo, el material que sólo es ligeramente menor que el tamaño mínimo nominal de la fracción de agregado no resulta perjudicial.

Del análisis de muchos ensayos y observaciones en la práctica, se ha concluido que el único infratamaño significativo, y potencialmente perjudicial, es aquel que pasa por una malla que tiene una abertura de aproximadamente cinco sextos de la dimensión mínima nominal de la fracción del agregado. Por tanto, durante los últimos años, las especificaciones del Bureau of Reclamation han re-

querido que la separación y manejo de agregados gruesos sea tal que, al dosificarse, el porcentaje en peso de los infratamaños importantes no exceda del 3%, al ensayarse en las mallas de prueba con aberturas de cinco sextos del tamaño mínimo nominal del material. Si solamente se especifica el cribado, o si se lleva a cabo un cribado final en la planta de dosificación, resulta práctico limitar los infratamaños importantes a 2%. No se permiten supratamaños retenidos en las mallas de prueba con abertura de aproximadamente siete sextos del tamaño máximo nominal del material. Los contratistas que han producido agregados, bajo las especificaciones del Bureau, han encontrado prácticos el método y los límites; algunos de estos contratistas han manifestado que les proporciona mayor libertad de operación que los límites antiguos de infratamaños pasando una malla con una abertura equivalente al tamaño mínimo nominal del agregado.

El control de campo en el cribado, en los casos en que se lleve a cabo, se mantiene mediante muestreos y ensayos de granulometría rutinarios, infratamaños y otras propiedades especificadas.

El procedimiento para llevar a cabo análisis granulométricos en la arena es:

- a) Separar la muestra húmeda antes de secar en las siguientes cantidades, dependiendo del módulo de finura general de la arena sujeta a prueba:
módulo de finura 2.50 a 3.50, muestra 400 a 800 gramos;
módulo de finura 1.50 a 2.50, muestra 200 a 400 gramos;
módulo de finura 0.50 a 1.50, muestra 100 a 200 gramos.
- b) Secar la muestra completamente y separarla en las mallas estándar.
- c) Después de hacer el cribado, pesar cada parte con aproximación al gramo, colocar la arena de cada malla en una hilera de pequeños montones separados, mediante lo cual se tiene una impresión visual de la granulometría.
- d) Calcular el porcentaje al número entero más cercano.
- e) Además, siempre debe determinarse y estudiarse la cantidad parcial retenida en cada malla, visualmente y en porcentaje.

El lavado no se requiere en el material procesado, pero si la arena contiene 1% o más de humedad, se necesita usar agua para separarla de la grava. Si el material está muy sucio, o se requiere la remoción de terrones de arcilla y recubrimientos, deberán usarse raspadores rotatorios. Estos son cilindros grandes, casi horizontales, con repisas longitudinales, o elevadores que levantan y revuelven la grava entre sí, a medida que la grava pasa de un extremo del cilindro al otro, bajo la acción de chorros fuertes y en un baño de agua. El agregado grueso puede lavarse ya sea mediante chorros de agua durante el cribado, o mediante el lavador de almacenamiento, que consiste de un transportador pesado del tipo de tornillo, que mueve la grava aguas arriba a través de agua corriente.

La suciedad, arcilla, o exceso de finos pueden eliminarse de la arena mediante agitación vigorosa en un volumen grande de agua. El agua con el material de desecho en suspensión, debe escurrir

sobre un vertedor de ancho y profundidad suficientes, de manera que los finos necesarios no sean también arrastrados. La arena deberá escurrirse en la planta hasta un punto en que no pueda ser separada por el agua que escurre en la pila de material. La arena húmeda debe drenarse a un contenido constante de humedad antes de colocarse en los silos dosificadores; pero debe conservarse húmeda para evitar la segregación de la fracción N° 8. Para evitar esa segregación, las pendientes de las caras de los montones de arena deben ser menores que el ángulo de reposo en la arena seca. Se requiere un espacio de almacenamiento amplio para asegurar un drenaje adecuado. Para asegurar un material drenado uniformemente, es muy ventajoso alternar entre tres montones de almacenamiento de arena: uno en el cual la arena húmeda se coloca, un montón terminado en el cual se está drenado del exceso de humedad, y uno en que ya se haya efectuado el drenado y del cual se esté enviando material a la planta mezcladora.

El exceso de finos se puede separar de la arena que contenga menos de 1% de humedad, mediante aire forzado con un ventilador de succión a través de una lámina delgada de arena, a medida que ésta cae en forma de cascada de una serie de deflectores. Si la arena se procesa y se usa seca, su tamaño máximo no debe ser mayor a $1/8''$ para disminuir la segregación.

La arena se procesa para obtener una granulometría óptima para máxima trabajabilidad, con un contenido mínimo de agua en la mezcla de concreto. Generalmente se hace mediante el lavado y la remoción de cantidades excesivas de finos; sin embargo, el procesado puede tener por objeto aumentar las deficiencias en finos. La granulometría se cambia separando la arena, más o menos burdamente, mediante clasificadores de agua, en dos o tres fracciones y recombinándolas en granulometrías más favorables. Algunas veces sólo es necesario añadir un porcentaje pequeño de arena muy fina, de preferencia con un 50 a 75% de contenido entre las mallas N° 100 a N° 50, para corregir el exceso de material áspero o muy grueso en una arena para concreto. Si el equipo para el lavado de la arena es capaz de conservar los finos, esa arena que se mezcla puede esparcirse sobre el depósito o colocarse uniformemente en la planta de procesado, junto con el material normal. Un método mejor para mezclar dicha arena es enviarla por separado a la mezcladora. En ningún caso debe tratar de mezclarse en pilas de almacenamiento, en camiones o en silos.

La fabricación de arena mediante trituración o molienda de piedra o grava no debe intentarse sin establecer primero la calidad del producto que puede obtenerse con el equipo disponible más adecuado. Deben prepararse muestras grandes utilizando en la forma más adecuada los equipos de trituración más recomendables. A partir de la curva de trituración de cada uno, se determina el material suplementario que debe obtenerse mediante el cribado o molienda para obtener arena de granulometría aceptable. Pueden hacerse observaciones visuales de la forma de las partículas producidas por los diferentes equipos; las pruebas en mortero y concreto mostrarán la economía relativa y las propiedades para la fabricación de

concreto de los diferentes productos obtenidos. La determinación de vacíos en volúmenes secos de arena suelta también proporciona información útil.

En general, la forma de las partículas de arena producida por trituración mediante impacto, con equipo del tipo de molino de martillo, es superior a la producida por otros equipos, como molino de barras, etc. La arena de molino de martillo es de forma más cúbica, en contraste con el producto de otras máquinas que producen un mayor porcentaje de partículas planas y alargadas. En la obra se ha encontrado posible una economía de 5% de cemento debido a la mayor trabajabilidad de la arena producida con molino de martillo, economía que supera el exceso de costo necesario para producir arena con este equipo.

La fabricación de agregado grueso se realiza por trituración directa entre superficies de metal usando trituradoras del tipo de quijadas, giratorias o de rodillos corrugados. Aun cuando la forma del agregado grueso es importante, no es tan crítica como lo es la del agregado fino. Las trituradoras del tipo de rodillo corrugado para los tamaños pequeños, y las trituradoras giratorias o de cono que tienen placas quebradoras curvas, tienden a producir menos partículas planas y alargadas. La estratificación o estructura natural de la roca es un factor en la forma resultante de la partícula. En algunos casos en donde el producto es notablemente áspero, con aristas vivas, y su uso es perjudicial a la trabajabilidad con contenidos normales de arena y cemento, se puede obtener un mejoramiento en forma, a bajo costo, haciendo pasar el material triturado a través de un cilindro rotatorio equipado con elevadores, de tal manera que las aristas pronunciadas y las esquinas desaparezcan al revolverse el material.

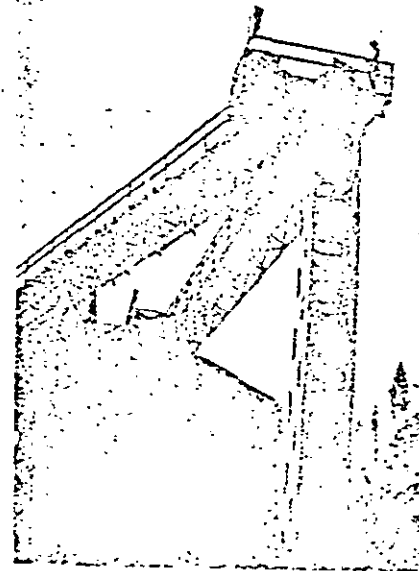


Fig. 1.6. Las escaleras de roca previenen la rotura del agregado de gran tamaño.

Si hay un porcentaje importante de rotura cuando los materiales se dejan caer en los silos, deben colocarse escaleras de roca para controlar esta rotura (Fig. 1.6). Las concentraciones de infratañanos cerca de la base de los silos dosificadores deben eliminarse. Estas concentraciones se evitan usando silos autolimpiadores con pendientes de 50° respecto a la horizontal hacia arriba de la salida y en todas direcciones, y con las esquinas redondeadas en forma adecuada. El material debe depositarse en los silos dosificadores directamente por encima de la salida, ya sea que se usen escaleras de

roca o no, y deberá caer verticalmente en esa posición cuando no haya escaleras de roca. Con el fin de evitar la acumulación de infratamaños en la última cuña de material que sale de los silos autolimpiadores, estos silos deben vaciarse alrededor de tres veces por semana. A menos que los materiales estén secos, la arena debe separarse del agregado grueso antes del cribado final. Si la arena se separa previamente, los tamaños menores de la gravilla pueden: a) desperdiciarse; b) mezclarse uniformemente con la arena si la

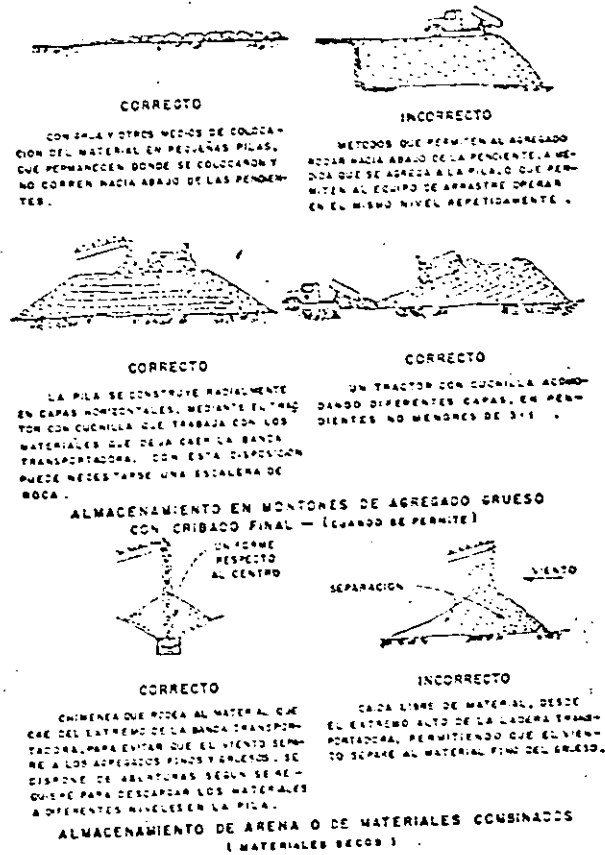


Fig. 17. Métodos incorrectos de apilar agregados provocan su segregación y rotura.

granulometría resultante es aceptable; o c) su separación puede omitirse si el rango de material correspondiente a la gravilla es pequeño, por ejemplo 3/16" a 3/8", y si los infratamaños son de arena sana y limitada en cantidad. Ya que debe usarse relativamente poca cantidad de gravilla, el factor de infratamaños resultante en la mezcla puede ser insignificante.

Debe notarse que no es necesario que las cribas de terminación se monten directamente sobre y por encima de los silos dosificado-

res, siempre que el material pase mediante banda transportadora u otro sistema desde las cribas hasta los silos dosificadores sin cambios, manejo o almacenamiento intermedios. Esto puede permitir una disposición en la cual el agregado grueso se pueda lavar una o dos veces, si es necesario, con el cribado final.

Los métodos de almacenamiento en pilas deben controlarse para evitar la contaminación, rotura o segregación de los agregados. Debe evitarse el paso de camiones sobre las pilas del material. Si se usan bulldozers sólo deben permitirse recorridos cortos hacia arriba, en pendientes no menores de 3:1. Es preferible el apilamiento utilizando una grúa, colocando unidades de material en capas, ya que este método hace que la rotura y segregación sean mínimas. Por la misma razón es preferible la remoción del material de la pila mediante grúa, con cucharón de almeja. El acarreo del material sobre la pila, empleando camiones, generalmente origina la formación de capas con gran exceso de infratamaños como resultado de la rotura, y a menudo se contaminan con la suciedad de las ruedas. Las pilas que se construyen con un bulldozer que trabaja horizontal y radialmente en un cono pequeño de material, a medida que éste se deposita mediante un transportador de banda, no tienen segregación o rotura de importancia. El almacenamiento a los lados de las colinas es relativamente barato, sin embargo, la segregación producida por las pendientes prolongadas origina un producto no uniforme, que hace que la producción de concreto uniforme sea muy difícil (Fig. 1.7). Los tamaños grandes están en la parte exterior, y deben usarse primero; los tamaños pequeños e infratamaños están dentro y cerca de la base, encontrándose en proporciones excesivas cuando las pilas son bajas (Fig. 1.8).



Fig. 1.8. Infratamaños en las pilas de almacenamiento.

El cribado final en la planta dosificadora elimina los efectos del manejo y almacenamiento intermedios y es el mejor método para producir un mínimo de infratamaños de importancia y de segregación en los materiales, al descargar en los depósitos dosificadores. Esta práctica se ha seguido en forma extensa y actualmente se requiere en todas las especificaciones del Bureau. Con el cribado final en la planta mezcladora todo el cribado y tratamiento preliminar del material puede ser bastante burdo, ya que lo que interesa es que el producto terminado sea adecuado al dosificarse. Ajustando la alimentación de las cribas de acabado, todos los tamaños pueden suministrarse en cantidades que mantengan el equilibrio deseado en los silos dosificadores. Ningún tamaño debe volverse a cribar individualmente a menos que los infratamaños y supratamaños correspondan en forma muy apropiada a la granulometría de los tamaños nominales inmediatamente inferior y superior, y a menos

que el producto terminado sea adecuado al dosificarse. Ajustando la alimentación de las cribas de acabado, todos los tamaños pueden suministrarse en cantidades que mantengan el equilibrio deseado en los silos dosificadores. Ningún tamaño debe volverse a cribar individualmente a menos que los infratamaños y supratamaños correspondan en forma muy apropiada a la granulometría de los tamaños nominales inmediatamente inferior y superior, y a menos

que el resultado del cribado de los tamaños individuales se alterne frecuentemente. Debe evitarse sobrecargar las cribas para permitir un cribado eficiente y limpio del material.

1.7. Beneficio del agregado

El beneficio incluye la remoción de agregado de mala calidad del agregado para concreto potencialmente bueno. Esto se realiza mediante ciertos procesos entre los cuales están la separación en medio pesado, separación hidráulica, y fraccionamiento elástico.

El beneficio de los agregados para concreto tiene importancia cuando los depósitos de agregados disponibles contienen materiales que no son sanos, los cuales con un procesado normal no pasarían los requisitos de rutina especificados para agregados.

El fraccionamiento elástico utiliza la diferencia en módulo de elasticidad de las partículas de roca para lograr la separación. Un chorro de partículas golpea una placa de metal muy pesada que forma un cierto ángulo con la dirección de la caída. Las partículas suaves y débiles rebotan corta distancia o se desintegran con el impacto, en tanto que las partículas densas y durables rebotan a una distancia considerablemente mayor. Diferentes silos colocados a distancias adecuadas de la placa de metal, recogen el material sano, mientras que los silos más cercanos recogen el resto.

La separación hidráulica utiliza una serie de pulsaciones hacia arriba del agua que pasa a través de una cama de grava. Bajo la influencia de estas pulsaciones las partículas pesadas tienden a colocarse en la parte baja mientras que las partículas ligeras suben a la superficie, en donde pueden quitarse mediante un dispositivo "desnatador" especial.

En el caso de separación con un medio pesado, el principio que se utiliza es que muchos de los materiales inadecuados en los depósitos naturales de agregado, tienen menor densidad que el material sano. Por tanto, puede usarse un proceso de separación por densidades para quitar las partículas ligeras perjudiciales, logrando de esta forma un agregado que cumple las especificaciones.

Tomando en cuenta que la separación con un medio pesado es la técnica más usada, se discutirá en detalle.

Las plantas de separación con medio pesado son de tres tipos generales: 1) *cono*, 2) *tambor* y 3) *espiral* y se componen de un equipo de seis unidades básicas: Recipiente de separación; Mallas de drenaje del medio y sumidero; Mallas de lavado y sumidero; Descalcificador magnético; Bobina desmagnetizadora y Densificador.

La parte más importante de la operación de la planta de medio pesado es el recipiente de separación y el medio de circulación. El medio contiene magnetita con una densidad de aproximadamente 4.7, molida hasta pasar el tamiz N° 100, y ferrosilicón con una densidad de 6.9, molido hasta que pasa la malla N° 65. Estos materiales finamente molidos se proporcionan y mezclan con agua, para formar una suspensión suficientemente pesada para lograr que las partículas débiles y ligeras, contenidas en los agregados no tratados

que se introducen al líquido, flotan en la superficie en donde se recogen y después se tiran. Las partículas pesadas y sanas se hunden en el líquido y se recogen para usarse en el concreto. El recipiente de separación empleado en la presa de Glen Canyon para separar los materiales ligeros del agregado grueso, es un tanque inclinado en el cual gira una espiral de 137 cm que puede elevarse o bajarse según se desee. El tanque se carga con magnetita, ferrosilicón y agua, que se mezclan y agitan con la velocidad ajustable de la espiral para conservar las partículas en suspensión.

Los agregados se alimentan al tanque separador en su extremo inferior. La fracción más gruesa, 3/4" a 1-1/2", entra a un lado del recipiente separador, en tanto que la fracción más fina, 3/16" a 3/4", se alimenta en el extremo del recipiente en donde la profundidad es mayor y el material tiene un mayor tiempo de retención en el tanque. Las partículas de agregado grueso se hunden en el líquido y se elevan por la parte inclinada del tanque mediante la espiral giratoria. Después se descargan desde el extremo superior a un lado de una criba vibratoria de escurrimiento, dividida en compartimientos. Las partículas ligeras flotan en la superficie del tanque de separación y son arrastradas por la descarga de éste, descarga que se hace en vertedores localizados en el lado opuesto a aquel en que se alimentan los agregados. El líquido que transporta las partículas flotantes pasa a través de un canal, al lado de flotación de las cribas con compartimientos.

Los primeros pies de longitud de la criba vibratoria, dividida en compartimientos, están colocados directamente sobre un sumidero de drenaje para el líquido. El líquido que escurre del agregado se recoge en este sumidero y se bombea continuamente, de nuevo, al recipiente de separación; de esta manera, la mayor parte del líquido que sale del recipiente de separación es devuelto. A medida que los agregados continúan a lo largo de la malla vibratoria, pasan bajo chillones lavadores en donde se elimina el líquido utilizado en el medio de separación, que todavía está adherido a las partículas. Los productos se descargan después por separado en el extremo de la criba ya sin contenido de agua.

El agua y el líquido de separación que fueron lavados del agregado se recogen en un sumidero de lavado. Este medio diluido se bombea a un separador magnético en donde la magnetita y el ferrosilicón se recuperan en una condición casi sin agua. Los sólidos no magnéticos y el exceso de agua se tiran. El concentrado magnético, recuperado del separador magnético, escurre hacia una espiral densificadora. Aquí el medio recuperado se trata para eliminar el agua y se alimenta continuamente al separador en espiral. La velocidad de regreso del medio separador se controla elevando o bajando la espiral densificadora. En el circuito está colocada una bobina eléctrica, entre el densificador y el separador, con objeto de desmagnetizar los sólidos a medida que se descargan, evitando así la floculación del medio en el recipiente separador.

No todas las partículas ligeras flotan durante el proceso de separación. Algunas son rodeadas y atrapadas por partículas pesadas que las arrastran al fondo del tanque de separación y eventual-

mente a la planta de dosificación, como parte del producto separado. De manera inversa, no todas las partículas pesadas se hunden. Algunas son arrastradas encima y en suspensión por las partículas ligeras que pasan por los vertedores de descarga. Si esto sucede en gran proporción, el proceso resulta ineficiente y caro.

La operación de la planta separadora con medio pesado, está directamente afectada por la calidad y velocidad de alimentación. Una alimentación de gran calidad, por ejemplo, que contiene solamente un pequeño porcentaje de material ligero, puede tratarse más rápidamente que una alimentación de baja calidad. Cuando la calidad del material cambia, debe ajustarse la velocidad de alimentación.

Todos los intentos para procesar una alimentación compuesta del N° 8 hasta el tamaño de 1-1/2", han sido infructuosos hasta la fecha, por lo tanto, la arena del N° 8 y los tamaños del N° 4 al 1-1/2" se procesaron separadamente, tanto en la presa Glen Canyon como en la Flaming Gorge. La separación puede realizarse para cualquier densidad especificada, hasta aproximadamente 3.0. Cuando se desea separar a una densidad de aproximadamente 2.40 puede usarse un líquido con solamente magnetita; para la separación de densidades de 2.80 o más se usa un líquido con ferrosilicón solamente.

La diferencia de densidad disminuye cuando el medio se contamina con limo y arcillas que aparecen en la superficie de los agregados. Estos productos también aumentan la viscosidad del medio y disminuyen la densidad promedio; por tanto es de importancia eliminar continuamente esos recubrimientos de los agregados, aun a expensas de perder una pequeña cantidad de ferrosilicón y magnetita. Esto se logra regulando los vertedores de descarga en el tanque que contiene el separador magnético, así como regulando la velocidad de rotación del magneto. Una colocación adecuada de los vertedores ayudará a eliminar la mayor parte de los productos de recubrimiento de las partículas, sin un desperdicio excesivo de magnetita y de ferrosilicón.

1.8. Concreto ligero

La necesidad de materiales ligeros para construcción se originó en la última parte del siglo XIX, debido a un cambio radical en el diseño de las construcciones; el sistema típico de la antigua práctica de construcción, en el cual el peso muerto o el peso estructural se transmitía a través de pesados muros de cargas fue sustituido por un sistema de marcos de carga, formados por vigas y columnas, con paredes delgadas. Este nuevo diseño apareció debido a la introducción del acero estructural, seguido por el concreto reforzado y el concreto estructural como materiales para la construcción del marco para soportar las cargas. Junto con este método aparecieron nuevos problemas estructurales y se inició la búsqueda de nuevos materiales y métodos de construcción que pudieran aligerar la carga muerta de las divisiones, piso y paredes exteriores. Los problemas de calefacción y aislamiento de sonido aparecieron también

con estas construcciones de paredes relativamente delgadas; por tanto, se hizo una investigación intensa para encontrar materiales que tuvieran buenas características de aislamiento del calor y del sonido y que fueran además de poco peso. La solución a estos problemas ha conducido al uso de agregados ligeros para producir concretos ligeros.

1.9. Agregados ligeros

Hay tres clases de agregados ligeros: Agregados naturales; Subproductos y Materiales procesados especialmente.

Los materiales *naturales* incluyen escoria volcánica, pómez y tierra diatomácea. Los agregados obtenidos como *subproducto* son escorias enfriadas al aire, cenizas, aserrín y polvo de coque. *Los materiales procesados especialmente* incluyen esquistos expandidos, arcillas y escorias, casi todo patentado bajo diferentes nombres comerciales. Algunos materiales naturales pueden procesarse simplemente mediante cribado; otros pueden tratarse por calentamiento para mejorar la calidad. Los grupos mencionados en último término generalmente requieren trituración y tratamientos especiales, tales como impregnación o someterse al fuego, para producir partículas expandidas de los tamaños deseados.

Las características deseables de los agregados ligeros son alta resistencia, baja absorción, buenas propiedades de aislamiento, bajo peso, no ser reactivos con el cemento, forma de partículas que produzcan buena trabajabilidad en mezclas de concreto y bajo costo de producción. Muy pocos agregados, si es que hay alguno, producidos actualmente poseen todas las características deseables, pero para usos especiales tales deficiencias pueden no ser perjudiciales. Por ejemplo, algunos agregados pueden producir un concreto de muy baja resistencia pero con muy buenas propiedades de aislamiento. Para aislamiento de pisos, paredes y techos, la resistencia de este concreto podría ser adecuada.

La pómez y materiales volcánicos semejantes, como la pumicita y la toba, son minerales silíceos muy semejantes entre sí en composición química, pero algo diferentes en propiedades físicas, tipo de formación y forma de presentarse. La pómez y la pumicita varían considerablemente de un depósito a otro. La pómez es una lava vítrea celular; la pumicita es una acumulación de partículas

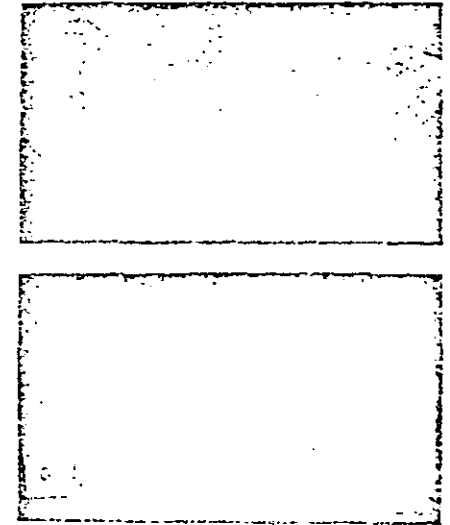


Fig. 1.9. Agregado de pómez y concreto fabricado con éste.

vítreas finamente divididas, arrastradas de los volcanes por el viento, y más o menos clasificadas al depositarse (Fig. 1.9).

La escoria es una ceniza volcánica natural formada durante la erupción de un volcán, que se presenta en grandes depósitos a lo largo de la parte occidental de Estados Unidos. Estas cenizas suelen ser muy porosas y celulares, de superficie áspera y angular; y generalmente negras, café o rojas.

Los métodos para producir escoria expandida varían grandemente. Es de mucha importancia usar la cantidad exacta de agua requerida, pues demasiada produce escoria granulada que no tiene suficiente resistencia para concreto que vaya a soportar cargas y demasiado poca, aumenta el peso del agregado. Debido a esto, las escorias comerciales que se producen actualmente varían en un rango muy amplio de calidad y propiedades físicas (Fig. 1.10).

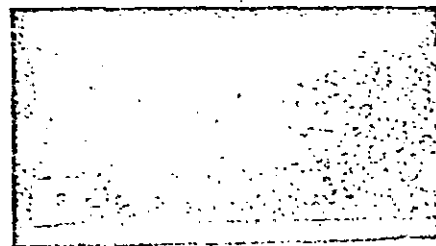


FIG. 1.10. Agregado de escoria y concreto fabricado con éste.

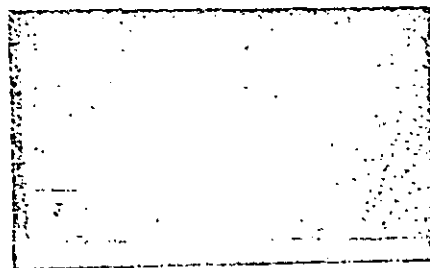
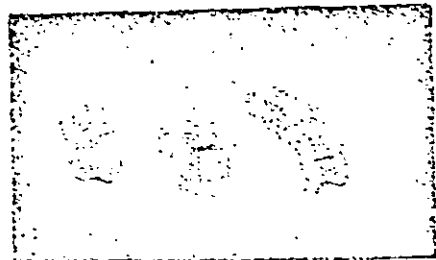


FIG. 1.11. Agregado de vermiculita exfoliada y concreto fabricado con éste.

La vermiculita es un mineral de mica, que posee la propiedad característica de exfoliarse o expandirse, al calentarse, hasta 30 veces su volumen original. El agregado, después de la expansión se limpia, se gradúa en diferentes tamaños de agregado, y pesa de 96 a 128 Kg/m³ (Fig. 1.11).

La perlita, uno de los vidrios volcánicos naturales, tiene un origen semejante a la pómez. Se encuentra cerca de la parte central de los volcanes y tiene la apariencia de una sustancia muy sólida, pero dentro de su masa contiene bolsas muy pequeñas de gas que se expanden o explotan cuando se exponen al calor de una llama directa. La expansión de la perlita se realiza con calentamiento artificial en el momento de fabricación. El material, después de procesado, tiene un peso de 128 a 256 Kg/m³ (Fig. 1.12).

Los esquistos o arcillas expandidas, se fabrican calentando la materia prima en un horno a una temperatura cercana a su punto de fusión. El material se ablanda, se vuelve pegajoso; y tiende a atrapar los gases que se producen. Después de que se descarga se enfría

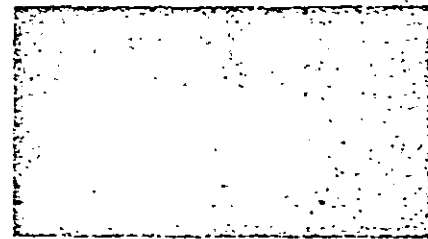
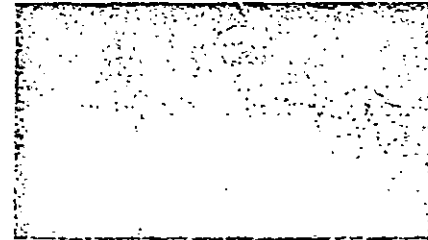


FIG. 1.12. Agregado de perlita y concreto fabricado con éste.

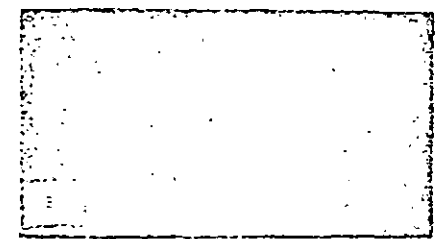
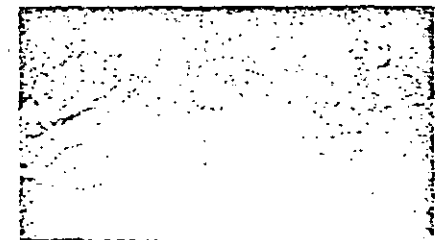


FIG. 1.13. Agregado de escorias expandidas y concreto fabricado con éste.

rápido para conservar la estructura celular, y se tritura en los diferentes tamaños de agregados. Algunos agregados de arcilla o pizarras expandidas se revisten para sellar los poros (Fig. 1.13).

1.10. Propiedades

Las características del concreto hecho con los diferentes materiales ligeros varían mucho. Por ejemplo, la resistencia de los esquistos y arcillas expandidas es relativamente alta y se compara favorablemente con la del concreto natural. La pómez, la escoria, y algunas escorias expandidas producen concreto de resistencia intermedia. La perlita, la vermiculita, y la diatomita producen concreto de muy baja resistencia en comparación con otros agregados. Las propiedades de aislamiento de estos concretos de baja resistencia son mejores, sin embargo, que las de los concretos más pesados y resistentes. El peso del concreto producido con diferentes agregados ligeros varía del 15% al 70% del peso del concreto normal. Todos los agregados ligeros producen concretos que tienen alta contracción, con la excepción de los esquistos y arcillas expandidas y de la escoria. La mayoría de los agregados ligeros son inherentemente no trabajables en las mezclas de concreto, debido a su propiedad y forma angular. Algunos agregados, que se tratan o revisten, superan estas características, objetables hasta cierto punto. La trabaja-

bilidad de todos los concretos ligeros puede mejorarse corrigiendo la granulometría de los tamaños de arena o triturando las partículas grandes, añadiendo arena natural en los tamaños deficientes, o bien añadiendo materiales de relleno y aditivos. Uno de los métodos más efectivos para producir concreto trabajable, sin aumentar prácticamente ni el peso ni el contenido de agua de la mezcla, es mediante el uso de inclusores de aire.

1.11. Conclusiones y resumen

Rara vez se encuentran agregados ideales para concreto; su selección debe decidirse con base en el conocimiento de la calidad, cantidad y granulometría de los materiales disponibles, tipo de estructura que vaya a constituirse, grado de intemperismo previsto para la obra y condiciones económicas tales como facilidad de acceso, disponibilidad de agua para el procesamiento y topografía.

Muchos agregados antiguamente considerados como no adecuados para usarse en concreto, actualmente pueden emplearse con seguridad y economía, siempre que haya un control adecuado, incluyéndose el uso de procesamiento con un medio pesado, separación hidráulica y fraccionamiento elástico, agentes inclusores de aire y tipos adecuados del cemento y puzolanas.

Los residentes y personal de laboratorio tienen la responsabilidad conjunta de las investigaciones de agregados. La información que se obtiene de estas investigaciones se refleja en las especificaciones y en el diseño, y de vez en cuando en el costo del proyecto. Las investigaciones incompletas o inadecuadas pueden aumentar el costo final a valores equivalentes a muchas veces el costo de una investigación completa de los agregados. Por tanto, los residentes y personal de laboratorio deben tomar muy en cuenta que el objeto de una investigación de agregados es suministrar datos representativos del banco que puedan ayudar en la selección de un depósito de material que produzca concreto de la calidad requerida al *costo mínimo total*.

II. CEMENTO PORTLAND, PUZOLANAS Y OTROS TIPOS DE MATERIALES CEMENTANTES

2.1. Primeros materiales cementantes

Los materiales cementantes usados en la antigüedad eran el yeso y la cal, producidos mediante la calcinación de rocas de yeso y calizas. Se entiende por calcinación el calentamiento de la piedra hasta que el agua combinada o el gas bióxido de carbono (CO_2) se eliminan. Cuando se calcinan las calizas, el material resultante es cal viva u óxido de calcio (CaO) y cuando este material se combina con el agua se disuelve y forma una masilla muy suave. Mezclada con arena para formar un mortero, esta cal hidratada no solamente se ha usado por siglos como un material cementante para mamposte-rías sino que se emplea aún hoy en día. El mortero se endurece cuando la cal (CaO) se transforma en caliza (CaCO_3) tomando el CO_2 de la atmósfera.

La cal hidráulica resulta de la calcinación de calizas impuras, que contienen sílice, aluminio y materiales de hierro. Durante el proceso de calcinación de la cal hidráulica se forma un nuevo grupo de compuestos, diferentes de aquellos existentes en la materia prima original, que tienen la facultad de endurecerse después de combinarse con el agua. Aquí se encuentran los principios básicos de los cementos hidráulicos; mientras que la cal común se endurece debido a que se convierte nuevamente en caliza volviendo a tomar el material que fue expulsado durante la calcinación, las cales hidráulicas endurecen tomando agua y formando compuestos hidratados. La cal común requiere estar expuesta a la atmósfera para obtener su resistencia. La cal hidráulica endurece en presencia del agua, o bajo agua y este comportamiento da origen a la designación de cal hidráulica.

Los griegos y romanos descubrieron que agregando ciertos materiales finamente pulverizados a la cal, mejoraban notablemente sus propiedades cementantes. Los romanos usaron una ceniza volcánica muy fina, obtenida de un lugar cercano al pueblo de Pozzuoli en Italia, en combinación con la cal para preparar sus morteros. De aquí el nombre de puzolana, que se refiere a materiales silíceos activos muy finos, agregados a las cales o al cemento portland en la preparación de cemento puzolánico. Los griegos empleaban un material semejante llamado "Santorin". A lo largo del río Rhin en Alemania, los primeros romanos encontraron el material llamado "Trass". En Gaul, se empleó un material conocido como "Gaize". El primer cemento romano o cemento con puzolana, es simplemente

una mezcla de dos materiales, cal y materiales silíceos activos que no son calcinados juntos. La mezcla resultante posee propiedades hidráulicas como las descritas para la cal hidráulica.

Con frecuencia el origen del cemento portland se atribuye erróneamente a la construcción del "Edystone Lighthouse". *John Smeaton* fue comisionado por el Parlamento Inglés para reconstruir esta estructura en el Canal Inglés. La estructura estaba sujeta a una fuerte acción de las olas durante las tormentas y mareas altas, y el Sr. Smeaton sabía que debería usar un cemento superior en la construcción, con objeto de que resistiera la acción destructiva de los elementos, bajo la cual la primera estructura había fallado previamente. El había llevado a cabo experimentos con calces y morteros y había observado la superioridad de aquellas obtenidas de calizas impuras. Decidió usar cal hecha con tales calizas; pero, en forma por demás curiosa, desechó todos los materiales calcinados que no se desintegraron después de la calcinación. Si hubiera aceptado este material habría obtenido un producto todavía mejor. Dejó entonces para otros el descubrimiento de que la septaria o nódulos encontrados en las calizas impuras, cuando son calcinados y molidos, producen una cal hidráulica más energética que el resto de la piedra. En 1824 *Joseph Aspdin*, colocador de tabiques de Leeds, Inglaterra, solicitó una patente de un cemento que él llamaba "Cemento Portland", debido a que el producto endurecido se parecía a una piedra para edificios explotada en el pueblo de Portland, Inglaterra. Este cemento manufacturado en forma burda, no consideramos que poseyera las características que ahora reconocemos en el cemento portland; más bien era de la naturaleza de un cemento natural y cal hidratada. Mr. Aspdin introdujo en su producto, sin embargo, el principio de combinar dos o más materias primas con objeto de lograr el producto final. En otras palabras, combinó su producto tal como se hace hoy en día.

2.2. Concretos de cemento portland

Aun cuando el concreto es un material de construcción magnífico, es necesario que reconozcamos ciertas limitaciones, con objeto de que las estructuras construidas con dicho material funcionen como deben. La característica objetable más importante que posee el concreto, es el cambio de volumen. Ya que el concreto se expande al calentarse y se contrae al enfriarse, tiende a agrietarse al efectuar estos cambios de temperatura. Cuando el cemento se hidrata se generan grandes cantidades de calor, lo que origina elevaciones importantes de temperatura en estructuras masivas construidas rápidamente; el desprendimiento de este calor, durante el último período de enfriamiento, hace que el concreto se agriete a menos que se tomen ciertas precauciones. La práctica aceptada hasta los últimos años ha sido vaciar el concreto en bloques con juntas verticales entre ellos, estando restringido cada block a un tamaño tal que al enfriarse se pueda contraer sin agrietarse. Además de esta precau-

ción, la elevación de temperatura y los cambios de volumen subsiguientes se pueden disminuir mediante:

- a) empleo de cementos de bajo calor, en combinación con sistemas de enfriamiento;
- b) empleo de contenidos de cemento bajos o de mezclas pobres, de tal forma que se genere menos calor;
- c) colocación lenta del concreto en la estructura con levantadas poco profundas, de tal forma que el calor generado durante el fraguado pueda ser liberado a la atmósfera;
- d) uso de combinaciones de cemento portland y puzolanas, con características de generación de calor por debajo de aquellas del cemento portland puro.

El primer método, tal como se empleó en las presas Hoover, Grand Coulee y Shasta, ha tenido mucho éxito. Sin embargo, puede considerarse costoso, ya que involucra mucho trabajo en los moldes y requiere un sistema complicado de inyección para las juntas abiertas entre bloques. Una combinación del segundo y tercero, o del segundo y cuarto métodos ha resultado ampliamente satisfactoria, cuando se ha permitido un intervalo de 72 horas entre levantadas. Un método mejorado para tratar el problema de la elevación de temperatura consiste en poner en operación los sistemas de enfriamiento tan pronto como el concreto fresco se deposita; en esta forma se previenen elevaciones altas en la temperatura. Un cemento de baja velocidad de generación de calor, naturalmente requiere un sistema de enfriamiento más pequeño y menos costoso. Los cementos de bajo calor, y en un grado semejante los cementos portland combinados con puzolanas, poseen tales características deseables de desarrollo lento de calor. Cuando la elevación de la temperatura se disminuye, es menor la necesidad de vaciar el concreto en bloques pequeños. Este método se siguió en el diseño y construcción de varias presas del Bureau, en las cuales se empleó una combinación de cemento portland y puzolanas. Los mismos resultados podrían obtenerse con mezclas pobres, conteniendo medio barril de cemento por yarda cúbica, si no fuera por el hecho de que tales mezclas resultan comúnmente difíciles y poco trabajables y porque el concreto endurecido tendría un alto grado de permeabilidad. La adición de materiales puzolánicos finos a una mezcla pobre, la haría aceptable con respecto a trabajabilidad, resistencia, impermeabilidad, elevación de temperatura y resistencia a la disolución producida por aguas filtradas.

2.3. Cemento portland

El cemento portland se ha definido como "el producto obtenido de la pulverización fina del clinker, producido mediante la calcinación a fusión incipiente de una mezcla íntima y adecuadamente proporcionada de materiales calcáreos y arcillosos, sin adiciones subsiguientes a la calcinación, excepto de agua y yeso calcinado o sin calcinar". El cemento portland contiene cuatro materias primas

principales: materiales calcáreos o calizas, materiales silicosos o materiales que contienen sílice, materiales arcillosos, y materiales ferruginosos o materiales que contienen hierro. Las materias primas calcáreas son generalmente calizas, aun cuando la marga se emplea con frecuencia. Los ingredientes silicosos pueden ser areniscas, aun cuando algunas veces se emplean escorias de altos hornos. Los materiales arcillosos son arcillas o esquistos. Los materiales ferruginosos pueden encontrarse en las arcillas o en los esquistos, aun cuando en algunos de los modernos tipos de cemento se agrega mineral de hierro y pirita para regular el porcentaje de aluminato tricálcico.

En la época en que se construyó la presa Hoover, existía en producción un solo tipo común de cemento portland. Este cemento se fabricaba bajo una especificación común de la ASTM y de especificaciones Federales. Además, sin embargo, la industria manufacturaba cementos de alta resistencia rápida y, en algunos casos, cementos para mamposterías, que incorporaban algunas de las materias primas en la molienda del clinker.

Durante la hidratación del cemento portland se ha notado siempre una liberación considerable de calor. En concreto estructural, o en concreto de proporciones modestas, no representaba mayor problema. Sin embargo, originaba elevaciones de temperatura muy considerables en el concreto en masa, con la subsecuente contracción y agrietamiento al enfriarse. La experiencia mostró que existía mucha variación en la generación del calor entre los productos estándar de varios molinos. Antes de la construcción de la presa Hoover, por lo tanto, el Bureau of Reclamation decidió llevar a cabo investigaciones considerables, para ver si era posible producir un cemento con características de baja generación de calor. La hipótesis del arreglo de los compuestos en el clinker del cemento portland propuesta por R. H. Bogue de la Portland Cement Association, miembro del National Bureau of Standards, fue de gran ayuda para estas investigaciones. Su hipótesis, basada en la suposición de que el cemento se cristaliza totalmente en cuatro minerales principales y que éstos podrían calcularse del análisis de los óxidos del clinker, proporcionó un punto de partida muy bueno para los estudios del cemento de bajo calor de hidratación empleado en la presa Hoover. Para las investigaciones del cemento de bajo calor de esta presa, se produjeron gran número de cementos especiales de laboratorio, con un rango muy amplio en la composición de los compuestos y óxidos. Se determinaron las características de todos estos cementos y se relacionaron sus propiedades con la cantidad calculada de cada uno de los compuestos. Mediante un tratamiento estadístico, los datos obtenidos mostraron a qué grado contribuía cada uno de los compuestos en resistencia, calor de hidratación, cambios de volumen, etc. Esta investigación mostró que era posible producir un cemento con calor de hidratación muy reducido.

2.4. Constitución del cemento portland

Las extensas e intensivas investigaciones han tenido éxito para identificar los cuatro minerales principales en el clinker del cemento portland; estos son:

Silicato tricálcico	$\text{CaO} \cdot \text{CaO} \cdot \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 = \text{C}_3\text{S}$
Silicato dicálcico	$\text{CaO} \cdot \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 = \text{C}_2\text{S}$
Aluminato tricálcico	$\text{CaO} \cdot \text{CaO} \cdot \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 = \text{C}_3\text{A}$
Ferro aluminato tetracálcico	$\text{CaO} \cdot \text{CaO} \cdot \text{CaO} \cdot \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 = \text{C}_4\text{AF}$

Estos compuestos no pueden determinarse directamente mediante el análisis, sino que la cantidad de cada uno debe estimarse del análisis de los óxidos. El análisis químico usual, según el reporte, incluye los óxidos de cal, sílice, aluminio, magnesio, óxido férrico, trióxido sulfúrico y ocasionalmente cal libre. En los últimos años se han hecho determinaciones de los álcalis, óxido de sodio y óxido de potasio. La ASTM y las especificaciones Federales reconocen actualmente cinco tipos de cementos. Estos tipos no difieren en forma importante en la cantidad de cal, sílice, aluminio y óxidos de hierro, sin embargo, las pequeñas variaciones en la composición de óxidos hacen que existan grandes diferencias en la composición teórica de compuestos y los cinco tipos varían apreciablemente en la cantidad de cada uno de los cuatro compuestos principales.

Característica sobresaliente del cemento de bajo calor (Tipo IV) es la baja cantidad de C_3A y de C_4AF , con el correspondiente aumento en cantidad de C_2S . El cemento de alta resistencia rápida (Tipo III) se caracteriza por una mayor cantidad de C_3S y una cantidad muy considerable de C_3A ; también se caracteriza por una finura muy elevada. El cemento modificado (Tipo II) es una modificación del cemento estándar (Tipo I) en la dirección de bajo calor; por lo tanto, se fija un límite máximo razonable en la cantidad de C_3A y de C_3S cuando se requiere calor moderado de hidratación.

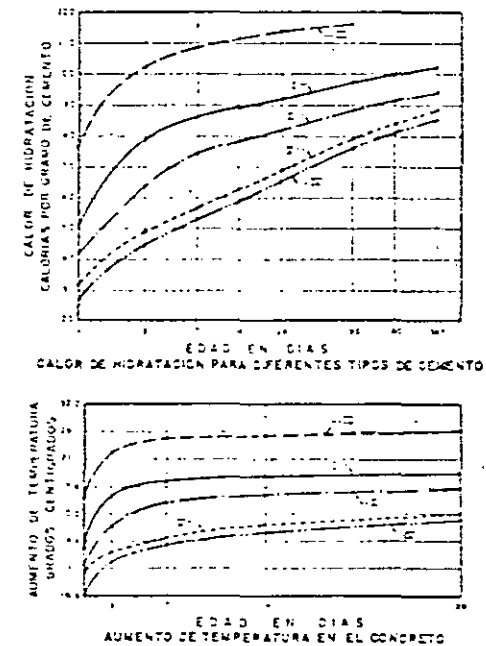


FIG. 2.1. Calor de hidratación y elevación de temperatura para concretos hechos con diversos tipos de cemento portland.

ción (Fig. 2.1). En el cemento resistente a los sulfatos, el compuesto C_3A se mantiene a un valor muy bajo, ya que contribuye al deterioro cuando el concreto se expone a suelos y aguas que contienen sulfatos. En la manufactura de cemento de bajo calor y resistente a los

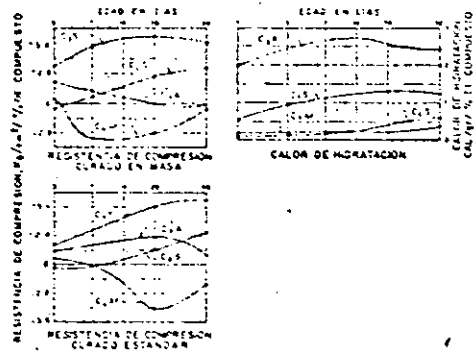


FIG. 2.2. Contribución de cada uno de los cuatro componentes principales del cemento portland al calor de hidratación y la resistencia a la compresión a varias edades.

sulfatos, puede ser necesario agregar materiales que contengan hierro a la materia prima para reducir el C_3A usando algunos de los Al_2O_3 en el compuesto C_3AF . Este compuesto se restringe también por lo general en el cemento resistente a los sulfatos.

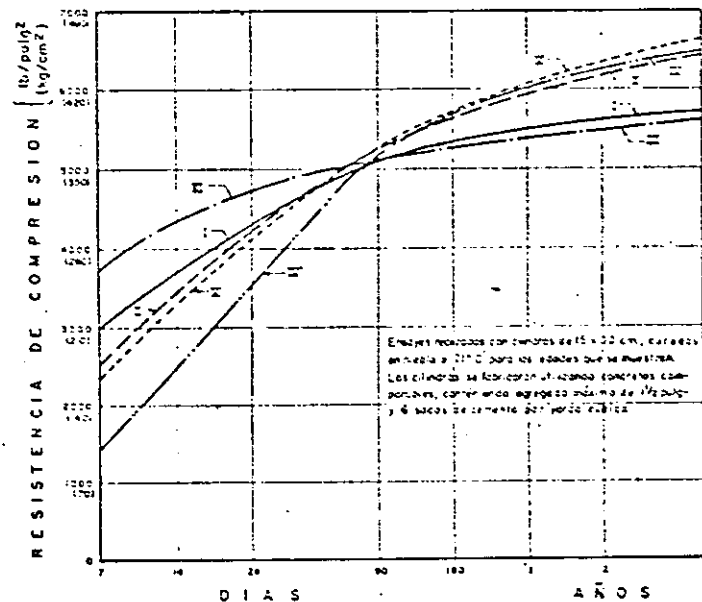


FIG. 2.3. Rapidez de desarrollo de la resistencia para concretos hechos con varios tipos de cemento.

En la manufactura del cemento de bajo calor se intenta producir menor cantidad del compuesto C_3A y controlar la cantidad de C_3S . Este objetivo se logra generalmente agregando óxido de hierro a la materia prima, cuya adición tiene el efecto de convertir el C_3A en el compuesto C_3AF más inocuo. Un cemento de bajo calor, en la misma forma, posee un contenido un poco menor de cal y un poco mayor de sílice que el que se encuentra en un cemento estándar, originando mayor cantidad del compuesto C_2S y menor cantidad del C_3S . Por lo tanto, aunque produce un bajo calor de hidratación, un cemento de bajo calor no tendrá una resistencia a edades cortas comparable con la del producto estándar. Sin embargo, la resistencia a edades considerables igualará o excederá la de los productos estándar (Figs. 2.2 y 2.3).

El compuesto C_3A no solamente es indeseable desde el punto de vista de producción de calor, sino que resulta también vulnerable al ataque de las aguas y suelos sulfurosos. Este compuesto es también responsable de la resistencia baja a congelación y deshielo si se presenta en cantidades considerables.

2.5. Finura del cemento

La finura a la cual el cemento se muele tiene un efecto muy marcado en sus propiedades. La resistencia rápida está influenciada en forma importante por una finura muy alta, aun cuando este efecto decrece con la edad. El efecto físico más pronunciado de la finura se observa en la trabajabilidad del concreto fresco. Los cementos de molido grueso son notablemente deficientes en plasticidad y requieren una mayor cantidad de agua en el concreto para un revenimiento dado. En un concreto fresco es notable que cuanto más finamente molido sea el cemento, menor cantidad de agua se requiere y tanto el sangrado como la tendencia a absorber agua son menores.

2.6. Situación actual con respecto a los cementos portland

En resumen, durante los últimos años las especificaciones para cemento portland se han hecho complicadas en forma creciente, debido a la demanda para los diversos tipos de cementos, para uso y condiciones de servicio específicos. Actualmente las especificaciones estándar Federales y las de la ASTM cubren cinco tipos:

- Tipo I. Cemento portland estándar o normal
- Tipo II. Cemento modificado o de calor moderado
- Tipo III. Alta resistencia rápida
- Tipo IV. Bajo calor
- Tipo V. Resistente a los sulfatos.

Las especificaciones incluyen la posibilidad de que tres de los cinco tipos puedan usarse con o sin agentes inclusores de aire, y la

posibilidad de que en cualquiera de los cinco tipos se especifique o no una limitación para el contenido de álcalis. Esto significa que actualmente se tienen especificaciones para diez y ocho cementos portland. Además muchos productores tienen sus especialidades particulares, tales como cemento para mampostería, de endurecimiento rápido, a prueba de agua, portland blanco, etc.

2.7. Puzolana

Para el propósito de esta discusión, una puzolana incluye cualquier material silíceo, sea natural o artificial, procesado o sin procesar, que en la presencia de cal y agua desarrolle propiedades cementantes. La siguiente lista enumera algunos de los tipos reconocidos de materiales puzolánicos:

2.7.1. Arcillas y esquistos (deberán calcinarse para ser activados):

- a) Tipo caolinita.
- b) Tipo montmorilonita.

2.7.2. Materiales opalinos (puede o no requerirse la calcinación):

- a) Tierra diatomácea.
- b) Sílice opalino y esquistos.

2.7.3. Tobas volcánicas y pumicitas:

- a) Tipo riolítico.
- b) Tipo andesítico.
- c) Tipo fenolítico.

2.7.4. Productos industriales derivados:

- a) Escorias de altos hornos.
- b) Cenizas volantes (fly ash).
- c) Vapores de sílice.

2.8. Usos previos

Como se mencionó con anterioridad, en la antigüedad ya se empleaban materiales puzolánicos combinados con la cal. En épocas más recientes los materiales puzolánicos se han usado extensamente en Europa, como ingredientes de los concretos de cemento portland, especialmente para obras hidráulicas y marítimas. En muchos casos su empleo se originó, en cierta forma, por razones económicas, pero en general el principal propósito fue producir concretos que resultaran menos permeables al paso de la humedad y más resistentes a la acción de aguas agresivas.

2.9. El desarrollo de las puzolanas en los Estados Unidos

En este país las investigaciones sobre puzolanas de *Bates*, *Phillips* y *Wig*, se iniciaron desde 1908 y desde 1912 se demostró que los concretos con cemento portland que contenían materiales puzolánicos poseían ciertas propiedades deseables. Sin embargo, el uso de tales materiales no ha sido muy extenso.

La primera aplicación a gran escala de la puzolana fue para la construcción del acueducto de Los Angeles en los años de 1910 a 1912, a la cual siguieron dos presas del Bureau of Reclamation, la presa de Arrowrock y la presa de Elephant Butte, construidas entre los años de 1911 y 1916. Alrededor de 1930 la puzolana se empleó en presas y otras estructuras del Distrito de Control de Avenidas de Los Angeles. En 1935 el cemento portland puzolánico se empleó en la presa de Bonneville, construida por El Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos. También entre 1930 y 1940 se usó un cemento portland puzolánico para las pilas de los famosos puentes Golden Gate y San Francisco-Oakland Bay.

2.10. La puzolana en las estructuras del Bureau of Reclamation

La puzolana se ha usado en diez y ocho estructuras del Bureau of Reclamation desde 1911, año en que se molieron materiales silíceos con cemento portland para la construcción de las presas de Arrowrock y Elephant Butte. Estas estructuras incluyen presas de concreto, obras de concreto adyacentes a presas de tierra, revestimientos de túneles y reparación de daños en el túnel vertedor de la presa Hoover.

La experiencia ha aumentado, tanto los conocimientos acerca de las puzolanas como la calidad de los materiales que ahora emplea el Bureau, comparada con la de los materiales usados en las primeras estructuras. Las puzolanas usadas en las construcciones del Bureau han variado desde material silíceo relativamente inactivo usado en la presa de Arrowrock en 1911, hasta las puzolanas sumamente activas requeridas por las especificaciones actuales. En la presa de Arrowrock se usó como material cementante una arena-cemento obtenida moliendo 45 partes en peso de granito (de las excavaciones del vertedor) con 55 partes en peso de clinker de cemento portland. El empleo de esta "arena-cemento" se debió en gran parte al costo del cemento portland transportado al sitio de la presa.

Para las normas actuales, este granito molido tiene muy poca actividad puzolánica. Las investigaciones subsecuentes han mostrado que la proporción óptima de puzolana en una mezcla de cemento portland y puzolana, está en el rango de 10% a 35% en peso de cemento más puzolana, dependiendo de la calidad de los materiales empleados.

En la presa de Arrowrock, la combinación de un contenido bajo de cemento en el concreto y un clima severo en la zona, trajeron

como consecuencia una intemperización considerable en la superficie del concreto, que estaba sujeto a rociadas continuas del agua de las obras de desagüe, lo que originó que en 1937 se llevara a

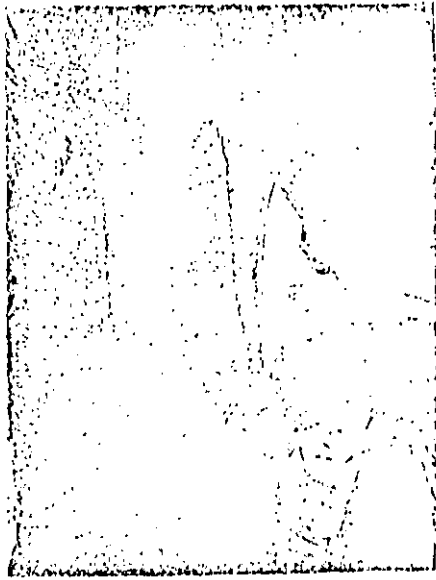


FIG. 24. Pesa Arrowrock, 1911-1915. 45% en peso de partículas de granito, se molieron íntimamente con el clínker del cemento portland.

cabo el resaca de la cara del lado de aguas abajo. Sin embargo, a pesar del deterioro superficial, el concreto interior ha prestado servicio por cerca de 50 años sin ninguna indicación de daño estructural serio. Las galerías se encuentran relativamente secas y existen pocas fugas en toda la presa (Fig. 24).

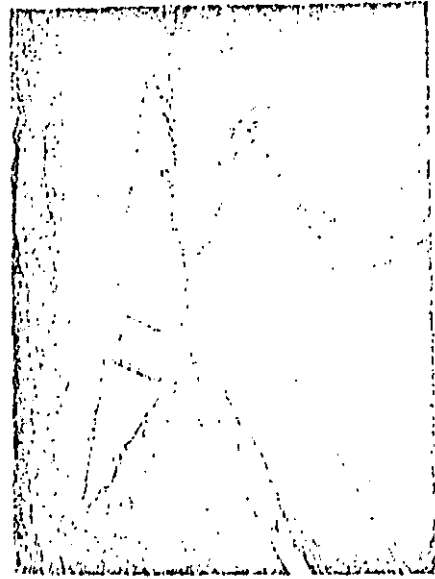


FIG. 25. Pesa Friant, 1940-1942. Se sustituyó un 20-25% de pómez, en forma natural, con el mollicó grueso.

Las presas Friant, Davis, Hungry Horse y Monticello nos servirán para ilustrar el empleo de cuatro tipos diferentes de puzolanas.

Tabla 2.1
COMPOSICION DE OXIDOS DE LOS CEMENTOS PORTLAND

Tipo	I		II		III		IV		V	
	Rango	Prome- dio	Rango	Prome- dio	Rango	Prome- dio	Rango	Prome- dio	Rango	Prome- dio
SiO ₂	23-20	22	24-21	22	21-20	20	26-22	24	26-22	24
Al ₂ O ₃	6-4	5	6-3	5	6-4	5	6-3	5	5-3	4
Fe ₂ O ₃	5-2	3	6-3	4	3-2	3	6-3	4	6-3	4
CaO	67-72	64	65-61	63	66-64	65	64-59	62	65-63	64
MgO	4-1	2	4-1	2	4-1	2	4-1	2	4-1	1
Cal libre	2-0	0.5	1-0	0.5	2-1	2	0.4-0.1	0.3	0.6-0.1	0.4
Alcalis en Na ₂ O	0.9-0.1	0.5	1.3-0.2	0.6	0.6-0.4	0.5	1.1-0.4	0.7	1.3-0.2	0.5

Tabla 2.2
COMPUESTOS DE LOS CEMENTOS PORTLAND

Tipo	I		II		III		IV		V	
	Rango	Prome- dio	Rango	Prome- dio	Rango	Prome- dio	Rango	Prome- dio	Rango	Prome- dio
C ₂ S	60-42	50	55-34	43	64-52	55	34-21	28	54-20	40
C ₃ S	33-8	25	39-19	32	19-10	15	57-42	48	56-25	39
CA	14-3	10	9-3	6	12-6	10	7-4	5	5-1	4
CAF	15-6	9	17-9	13	10-6	8	18-6	13	18-8	12

2.11. Presa Friant

La pumicita que se empleó para la presa Friant (Fig. 2.5), se presentaba como un material no consolidado, relativamente seco y de tal finura natural que el 98% pasaba el tamiz No. 325 y por lo tanto no requirió molienda. Este material, como todas las puzolanas naturales, aumentó la contracción por secado del concreto; sin embargo, no aumentó apreciablemente la cantidad de agua requerida. Las contribuciones principales de esta pumicita fueron un ahorro considerable en el costo del material cementante, trabajabilidad mejorada, mayor impermeabilidad y reducción de la expansión reactiva. La pumicita producía resistencias del 50 al 75% de las del cemento portland en el cual se empleó.

TABLA 2.3

Nombre	Terminada en	Tipos de puzolana
Presa de Arrowrock	1915	Granito molido ¹
Presa Lahontan	1915	Limo silicoso ¹
Presa Elephant Butte	1916	Arenisca pulverizada ¹
Presa Friant	1942	Pumicita ¹
Presa Hoover (reparación del túnel del vertedor)	1942	Fly ash
Presa Altus	1945	Pumicita
Presa Davis	1950	Esquistos opalinos calcinados
Presa Hungry Horse	1953	
Presa Glenn Anne	1953	Esquistos calcinados impregnados de aceite
Presa Cachuma	1953	Esquistos calcinados impregnados de aceite
Presa Trenton	1953	Arcilla siliceosa calcinada
Presa Canyon Ferry	1954	Fly ash
Túnel del Tecolote	1957	Esquistos calcinados impregnados de aceite
Presa Monticello	1957	Arcilla diatomácea calcinada
Presa Palisades	1958	Fly ash
Presa Twitchell	(en construcción 1960)	Arcilla diatomácea calcinada
Presa Glen Canyon	(en construcción 1960)	Pómez
Presa Flaming Gorge	(en construcción 1960)	Esquistos calcinados
Presa Yellowtail	(construcción programada para iniciarse en 1961)	

¹ Con las normas actuales, estos materiales tienen muy poca actividad puzolánica.

2.12. Presa Davis

En la presa Davis, debido a que los únicos agregados disponibles eran potencialmente reactivos, se especificó el uso de una puzolana y un cemento de bajo contenido de álcalis. Se encontró que la sustitución óptima, con respecto a resistencia y reducción de expansión reactiva, era de un 20% de esquistos opalinos calcinados en peso del total de material cementante.

Además de contribuir al control de la expansión álcali-agregados, la puzolana de la presa Davis reducía la generación de calor, mejoraba la trabajabilidad, reducía la permeabilidad y el costo del material cementante.

2.13. Presa Hungry Horse

La presa Hungry Horse (Fig. 2.6) con un volumen de concreto de 2,345,060 m³, es la mayor estructura terminada, construida por el Bureau of Reclamation, que contiene puzolana. Una gran contribución al récord establecido en la construcción de esta presa, termi-

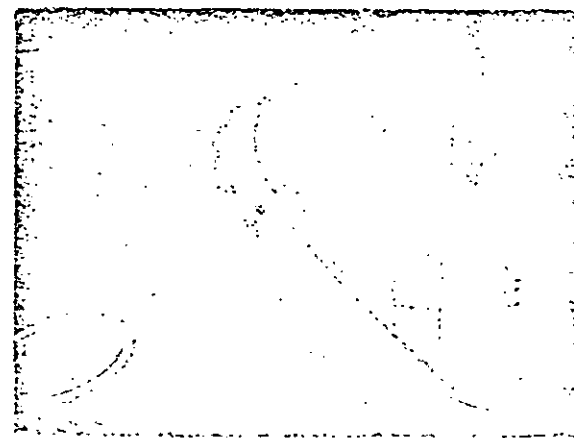


Fig. 2.6. Presa Hungry Horse. 1948-1952. Sustitución de fly-ash en un 32% en el concreto interior, sustitución en un 24% para el concreto en masa exterior.

nada más de un año antes de lo establecido por el programa, representó la trabajabilidad mejorada y la facilidad de colocación del concreto, como resultado del empleo de puzolana "fly ash" e incluso de aire.

Será de interés una discusión breve de esta puzolana, en términos generales, y relacionada con el concreto de Hungry Horse.

El fly ash, que se considera normalmente una puzolana artificial, es un polvo muy fino, precipitado de los gases de las chimeneas de torres de plantas de generación que queman carbón pulverizado. Normalmente es necesaria la precipitación eléctrica para recoger

el fly ash de una finura apropiada. En el concreto, el fly ash debe sus propiedades puzolánicas a la reacción química de los vidrios de sílice que posee en grandes cantidades, con la cal liberada por la hidratación del cemento portland, formando compuestos cementantes estables. La forma esférica de un gran porcentaje de las partículas de vidrio, contribuye a mejorar la trabajabilidad, y reducir el agua requerida por los concretos con fly ash, en forma análoga a un cojinete de bolas. La reducción del agua requerida en el concreto que contiene fly ash de buena calidad, redonda generalmente en una menor contracción por secado y un menor cambio de volumen intrínseco del concreto.

No existen datos de corazonas extraídos para comparar el concreto con o sin fly ash para la presa de Hungry Horse. Sin embargo, los datos de laboratorio muestran que empleando un 30% de fly ash en peso del total de materiales cementantes, la resistencia a la compresión, obtenida de cilindros sellados de 45 cm X 90 cm, resultó apreciablemente menor a edades de 28 y 90 días, pero fue de un 5% a un 10% mayor a dos años de edad, que la obtenida de un concreto comparable conteniendo únicamente cemento portland.

El empleo de fly ash en la presa de Hungry Horse redujo apreciablemente el costo del material cementante, resultando un ahorro de \$1.675,000 dólares. El fly ash también mejoró la impermeabilidad, redujo la cantidad de agua y contracciones de secado y aumentó la resistencia del concreto a edades avanzadas.

2.14. Presa Monticello

En esta presa se empleó una arcilla diatomácea para sustituir el 25% del material cementante. La cantidad de agua requerida y la contracción por secado se aumentó apreciablemente; sin embargo, la resistencia fue casi la misma que para un concreto conteniendo únicamente cemento portland.

2.15. Efecto de la puzolana en el concreto

2.15.1. Mejora la trabajabilidad. En forma característica, las puzolanas, cuando se emplean para sustituir parte del cemento, aumentan la plasticidad y hacen menor la tendencia al sangrado y segregación del concreto. El mejoramiento de estas propiedades es más marcado en concretos pobres que en concretos ricos, y el grado de mejoramiento se ve afectado por el carácter y finura de la puzolana así como por el porcentaje empleado.

Las puzolanas más efectivas a este respecto son las arcillas y esquistos calcinados y el fly ash fino. Son menos efectivos los vidrios volcánicos y las escorias enfriadas o apagadas con agua. Algunos vidrios volcánicos gruesos pueden aumentar la tendencia al sangrado, por lo tanto, se requerirá para estos materiales una molienda más fina que la que se requeriría por otras razones. El fly ash más fino, también contribuye a la trabajabilidad y a reducir el sangrado.

2.15.2. Aumenta la impermeabilidad. Un buen concreto es relativamente impermeable sin el empleo de la puzolana. Sin embargo, las puzolanas tienen como característica aumentar la impermeabilidad, siendo este efecto más importante en los concretos pobres (Fig. 2.7).

2.15.3. En cantidades óptimas, las puzolanas disminuyen la resistencia a edades cortas, pero pueden aumentarla a edades avanzadas.

Los concretos que contienen puzolanas, conservados en curado húmedo durante 28 días, producen normalmente resistencias que son menores que las del concreto curado en condiciones semejantes, que contiene la misma cantidad de cemento portland. Sin embargo, esta diferencia de resistencias iniciales disminuye progresivamente al aumentar la edad del concreto, y a edades avanzadas, el concreto que contiene las cantidades óptimas de puzolana, desarrollará resistencias mayores (Fig. 2.8).

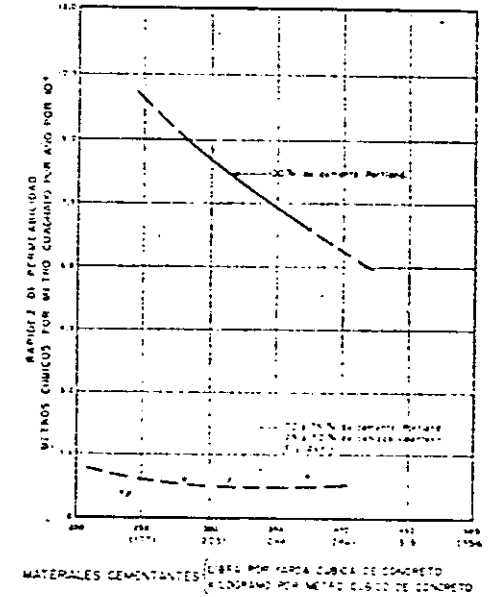


FIG. 2.7. Permeabilidad del concreto con puzolana, y sin ella.

2.15.4. Las puzolanas naturales generalmente aumentan el consumo de agua requerido y la contracción por secado. El fly ash

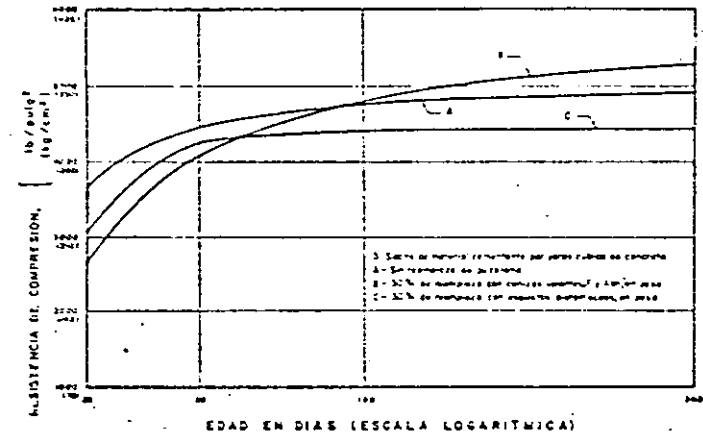


FIG. 2.8. Efecto de la puzolana en la resistencia a la compresión del concreto.

normalmente disminuye tanto el consumo de agua como la contracción por secado.

Existe una relación directa entre el consumo de agua y la contracción por secado; cuanto mayor sea la cantidad de agua requerida, mayor será dicha contracción (Fig. 2.9).

2.15.5. Con un curado húmedo adecuado algunas puzolanas *aumentarán la resistencia a la congelación y deshielo*, pero sin el curado adecuado muchas puzolanas disminuirán dicha resistencia.

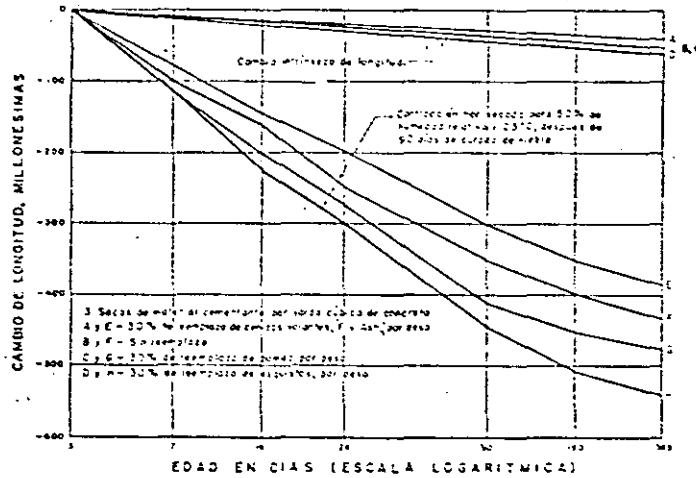


FIG. 2.9. Contracción por secado y cambio autígeno de longitud en vigas de 10 x 10 x 75 cm hechas con concreto de cemento portland y diversos reemplazos de puzolana.

En las condiciones de curado usuales en el campo, el uso de la puzolana reduce normalmente la resistencia del concreto a la acción de congelación y deshielo. Sin embargo, con un curado húmedo prolongado, la mayor parte de las puzolanas tienen un efecto benéfico en la durabilidad del concreto; comparada con la durabilidad de uno semejante que contenga únicamente cemento portland. En construcciones de concreto en masa, el concreto interior no está afectado por la acción de congelación y deshielo; la puzolana en el concreto de la superficie expuesta se reduce o excluye, dependiendo del tipo de la misma, las condiciones de exposición y el grado de curado húmedo que pueda obtenerse económicamente.

2.15.6. *Normalmente disminuye el costo del concreto.* El costo por tonelada de las puzolanas usadas en las estructuras del Bureau ha variado desde un valor aproximado al del cemento portland, hasta cerca de la mitad.

2.15.7. *Reduce la expansión debida a la reacción álcali-agregados.* El empleo de la puzolana es uno de los dos métodos reconocidos (el otro es el empleo de cementos de bajo contenido de álcalis)

para controlar la expansión destructiva potencial que resulta de la acción entre ciertos tipos de agregados minerales (silice, ópalo, etc.) y los álcalis en el cemento. La efectividad para reducir esta expansión varía con el tipo de puzolana (Fig. 2.10).

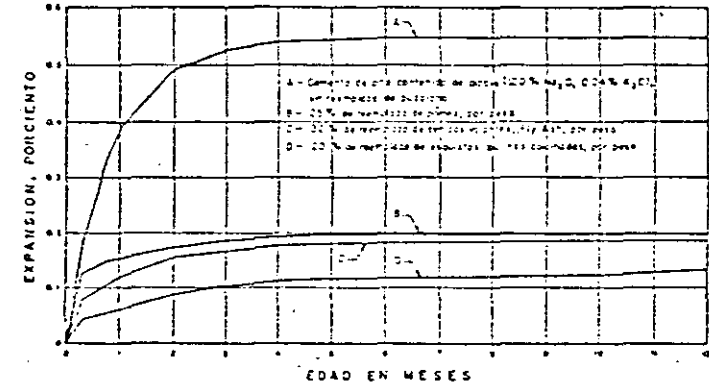


FIG. 2.10. Efecto de la puzolana en la expansión reactiva de un mortero hecho con un cemento de alto contenido de álcalis y arena triturada de vidrio pyrex.

2.15.8. *Reduce la elevación de temperatura en el concreto.* Una elevación excesiva de la temperatura en el concreto en masa puede traer como resultado el agrietamiento del mismo; por esta y otras razones es importante controlar la temperatura. Un método de control es el uso de puzolanas que originan una cantidad menor de calor de hidratación que la generada con una cantidad igual

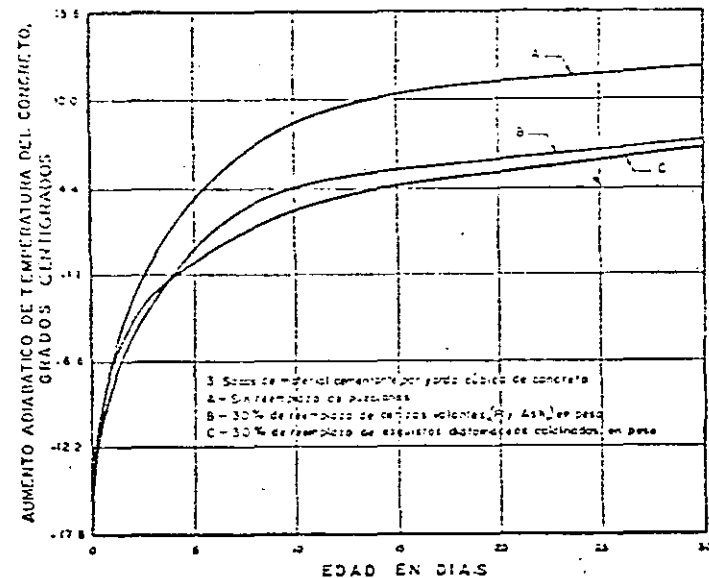


FIG. 2.11. Efecto de la puzolana en la elevación de temperatura del concreto.

de cemento portland. En general, las puzolanas generan únicamente, en forma aproximada, el 50% de calor que una cantidad igual en peso de cemento portland Tipo II (Fig. 2.11).

La mayor parte de las ventajas que se obtienen del uso de las puzolanas se logran en las construcciones de concreto en masa.

2.16. Cemento portland de escoria de altos hornos

Este cemento es el producto obtenido al moler íntimamente una mezcla de clinker de cemento portland y escoria de altos hornos granulada. La escoria constituye del 25 al 65% en peso del cemento portland de escoria de altos hornos. En el año de 1956 había en los Estados Unidos 6 compañías que producían este tipo de cemento en 7 molinos. La producción es muy pequeña comparada con la de cemento portland. Este cemento posee propiedades semejantes a las del clinker del cemento portland, con el que se muele, excepto por el hecho de que es más lento para desarrollar su resistencia. Puede o no desarrollar resistencias comparables con las del clinker del cemento portland solo, dependiendo de la naturaleza de la escoria y del procedimiento de enfriado con agua.

2.17. Cemento portland puzolánico

El cemento portland puzolánico se obtiene de la molienda íntima de una mezcla de cemento portland y puzolana fina. El producto puzolánico forma del 15% al 50% en peso del cemento portland puzolánico.

El Bureau ha usado este tipo en una presa. La cantidad producida de cemento es despreciable, comparada con la del cemento portland y sus propiedades dependen del tipo de cemento portland y de las propiedades de la puzolana empleada.

III. ADITIVOS PARA CONCRETO

3.1. Introducción

Un aditivo se define en la designación ASTM C-125 como *"un material diferente del agua, agregados y cemento portland, incluyendo cemento portland con inclusor de aire y cemento portland de escorias de altos hornos, que se usa como un ingrediente del concreto y se agrega a la revoltura inmediatamente antes o durante el mezclado"*.

Mucha de la información que sigue está tomada del reporte sobre aditivos del Instituto Americano del Concreto (ACI), Comité 212.

El uso planeado de aditivos se ha desarrollado en los últimos 20 años; en 1938 se descubrió más o menos accidentalmente que las carreteras de concreto que contenían aire incluido, eran más resistentes al desconchamiento por intemperismo, que los pavimentos que no lo tenían. El uso de concreto con inclusor de aire ha aumentado rápidamente desde esa fecha, y ha aparecido un número siempre creciente de aditivos, distintos de los agentes inclusores de aire, que han sido ensayados, vendidos y empleados. Se calcula que tales adicionantes se emplean en por lo menos 19,000,000 de m³ de concreto en los Estados Unidos cada año. El uso creciente de aditivos en otros países aparte de los Estados Unidos, ha sido muy notable en años recientes. La razón para el empleo de aditivos es que el concreto, para un trabajo determinado, a menudo puede ser más adecuado y más económico si se usa un adicionante o una combinación de adicionantes apropiados.

Algunas de las propiedades del concreto pueden alterarse por medio de aditivos son:

- a) Trabajabilidad
- b) Velocidad para desarrollar su resistencia a edad temprana
- c) Tiempo de fraguado inicial
- d) Velocidad de producción de calor
- e) Sangrado y asentamiento
- f) Durabilidad
- g) Expansión alcali-agregados
- h) Permeabilidad
- i) Segregación
- j) Contracción
- k) Adherencia
- l) Calor.

Deben tenerse en cuenta los siguientes puntos relativos al uso de aditivos:

3.1.1. Algunas veces las propiedades deseadas del concreto, que se modifican por medio de aditivos, podrían haberse obtenido más económicamente cambiando el tipo de cemento, las proporciones de la mezcla o ajustando la granulometría del agregado. Por lo tanto, debe hacerse un estudio cuidadoso de costos antes de decidir qué aditivos, si es que se emplean, deben usarse en un concreto determinado.

3.1.2. Los aditivos a menudo afectan más de una propiedad del concreto. Puede por lo tanto ocurrir que una propiedad se mejora mientras que otra cambia en forma adversa. Por ejemplo, la durabilidad del concreto aumenta si aumenta su contenido de aire, pero su resistencia disminuye.

3.1.3. Los efectos de algunos aditivos se modifican considerablemente por las condiciones atmosféricas, humedad y riqueza de la mezcla, granulometría de los agregados, tipo y procedencia del cemento, y por el tipo y duración del mezclado. Por ejemplo, la mayor parte de los agentes acelerantes se vuelven más activos a medida que la temperatura aumenta.

3.1.4. Los efectos específicos que pueden resultar del uso de un aditivo no siempre se pueden predecir con precisión.

3.2. Aspectos económicos

El análisis de costo del concreto es semejante al análisis de costo de cualquier producto, en el cual se usen de conjunto diferentes materiales para un trabajo determinado. Este análisis consiste en encontrar materiales que, combinados adecuadamente, resulten en un producto satisfactorio con un costo mínimo.

El estudio específico del costo del concreto generalmente se refiere a los volúmenes de los diferentes elementos que forman un volumen unitario de concreto. Cualquier aditivo que se añada a una mezcla de concreto que ocupe un volumen unitario, reemplazará con su propio volumen a los elementos constituyentes de la mezcla, o reaccionará para formar un producto que reemplace con su propio volumen a dichos constituyentes. Por lo tanto, el costo de los constituyentes que se reemplazan puede compararse con el costo del aditivo que ocasiona la sustitución. Si este proceso se repite para cada aditivo o combinación de aditivos, que produzcan un concreto con características dentro de límites especificados, los diferentes costos posibles pueden compararse y seleccionar la mezcla más barata. Generalmente es necesario añadir tales conceptos de costo como manejo de un ingrediente adicional, transporte extra y en algunos casos, el costo debido a una colocación y un acabado más difíciles del concreto.

3.3. Clasificación

A continuación se clasifican los aditivos en cinco grupos, basados en el tipo de materiales que los constituyen, o en los efectos característicos de su uso, junto con la descripción breve de los propósitos generales que se persiguen y efectos que se espera obtener mediante el uso de los materiales de cada grupo:

3.3.1. *Agentes acelerantes.* Los acelerantes pueden agregarse al concreto con objeto de aumentar la velocidad de desarrollo de resistencias a temprana edad, para: *a)* permitir una remoción rápida de los moldes; *b)* en algunos tipos de trabajo, reducir el período de curado; *c)* adelantar la fecha en que se pueda poner en servicio la estructura; *d)* con una protección adecuada, compensar parcialmente el efecto retardador de las bajas temperaturas durante el colado en climas fríos, y *e)* reducir el período de protección requerido para los fraguados inicial y final, en trabajos de reparación de emergencia y otros trabajos. En muchos casos, el ingeniero debe decidir entre *a)* usar un aditivo; *b)* aumentar el contenido de cemento; *c)* usar cemento de alta resistencia rápida; *d)* dar una mayor protección o un curado más largo; *e)* cualquier combinación de estas alternativas.

Los compuestos químicos que aceleran las reacciones normales entre el cemento portland y el agua incluyen cloruro de calcio (el acelerante más común), algunos de los carbonatos solubles, silicatos y fluosilicatos, cementos aluminosos, y algunos compuestos orgánicos tales como el trietanolamina. Los fluosilicatos y el trietanolamina son acelerantes relativamente caros. El efecto acelerante del trietanolamina puede ser muy acentuado; 0.2% añadido a algunos cementos puede producir un fraguado relámpago. No se pueden dar recomendaciones generales para el uso de acelerantes diferentes al cloruro de calcio, ya que la información actual acerca de otros tipos es incierta, y en general, deben usarse solamente mediante recomendaciones técnicas de persona capacitada, o mediante pruebas preliminares adecuadas y experiencia satisfactoria con el material en cuestión. Con algunos acelerantes, los cambios muy pequeños en la cantidad empleada pueden causar grandes diferencias en su efecto. Algunos de ellos son capaces de reducir a menos de 10 minutos el período en el cual el concreto permanece plástico; sin embargo, una aceleración de este tipo puede reducir grandemente la resistencia de ruptura del concreto y deben usarse solamente para reparaciones de emergencia o para detener fugas.

Los cementos aluminosos se aceleran notablemente mediante la adición de pequeñas cantidades de cemento portland. En este caso el cemento portland es, para cualquier uso y propósito, un aditivo respecto al cemento aluminoso. Dado que el efecto acelerante se debe parcialmente a la cal en el cemento portland, la cantidad de cemento portland que se requiere para producir un determinado tiempo de fraguado depende del cemento que se esté usando. La combinación que generalmente se recomienda para uso en el campo, es de 70%

de cemento aluminoso y 30% de cemento portland. Con determinados cementos, un 60% de cemento aluminoso puede producir un fraguado relámpago en menos de 10 minutos, mientras que 70% de cemento aluminoso puede producir un fraguado final entre 2 y 3 horas. También se ha dicho que el tiempo de fraguado del cemento portland puede acelerarse, en diferentes grados, usando pequeñas cantidades de cemento aluminoso (5 a 20%).

El cloruro de calcio se puede obtener en dos formas. El cloruro de calcio usual en forma de escamas, que contiene un mínimo de

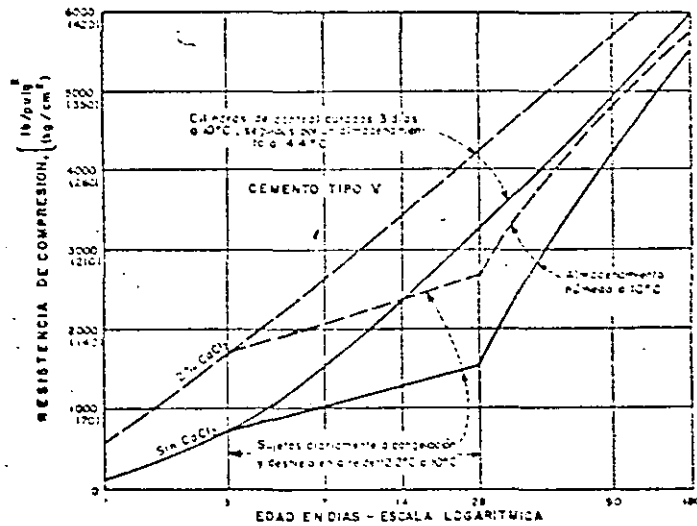


Fig. 3.1. El CaCl₂ aumenta la resistencia del concreto congelado a edades tempranas.

77% de CaCl₂, o las escamas concentradas, granos, o partículas granuladas, que contienen un mínimo de 94% de CaCl₂. La práctica estándar en el Bureau of Reclamation es limitar la cantidad de CaCl₂ usada, a no más de 2% en peso del cemento. El 1% generalmente proporciona un aumento en la resistencia temprana suficiente para cumplir los requisitos.

Algunos fabricantes de concreto permiten que el CaCl₂ se agregue en estado seco, pero no así en el Bureau, ya que el cloruro de calcio no puede distribuirse tan uniformemente en estado seco como se logra en solución. Una distribución defectuosa ocasiona altas concentraciones locales de CaCl₂ en la mezcla, las cuales a su vez pueden producir un concreto débil que es susceptible de ataque químico en la zona donde el cloruro de calcio está concentrado.

El cloruro de calcio es higroscópico, o sea, que absorbe agua de la atmósfera, y a menos de que se almacene cuidadosamente se convierte en terrones. Cuando se coloca en solución, se disuelve más fácilmente si se agrega al agua en lugar de agregar agua al CaCl₂. Deben hacerse comprobaciones de la densidad de la solución para asegurar que se ha mantenido la concentración especificada. Las in-

vestigaciones recientes indican que la adición de CaCl₂ al concreto reduce su resistencia al ataque por los sulfatos de los suelos.

Las conclusiones generales relativas al uso de cloruro de calcio, cuando se usa en proporciones de 2% en peso de cemento, son:

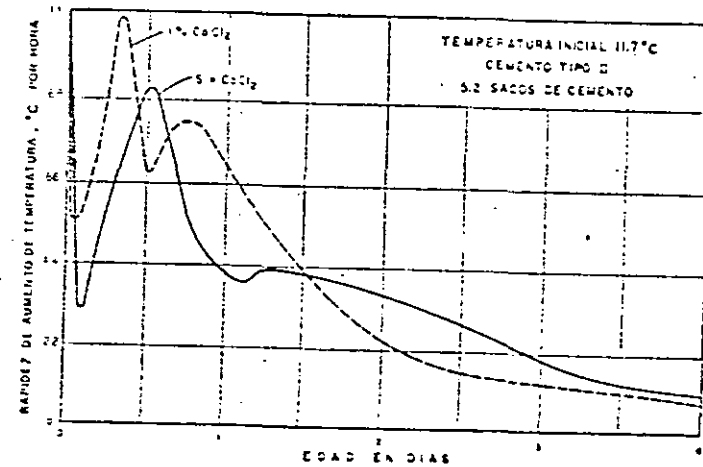


Fig. 3.2. El CaCl₂ acelera el desarrollo temprano de calor.

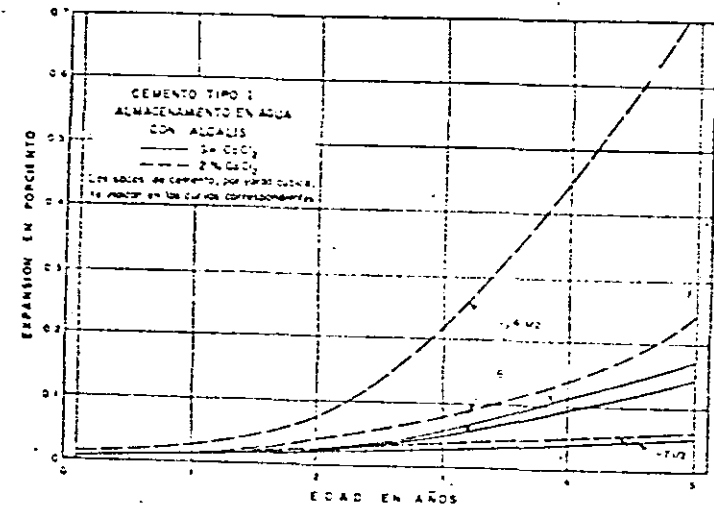


Fig. 3.3. El CaCl₂ disminuye la resistencia al ataque de los sulfatos.

1. Aumenta la velocidad de endurecimiento del concreto
2. Aumenta marcadamente la resistencia de compresión a edad temprana (Fig. 3.1); las resistencias de compresión a edades avanzadas sólo aumentan ligeramente. Los efectos en la resistencia a la flexión y a la tensión no son tan marcados.

3. Es más efectivo en mezclas ricas que en mezclas pobres
4. Es menos efectivo en mezclas que contengan puzolana
5. Aumenta la generación de calor a corta edad (Fig. 3.2)

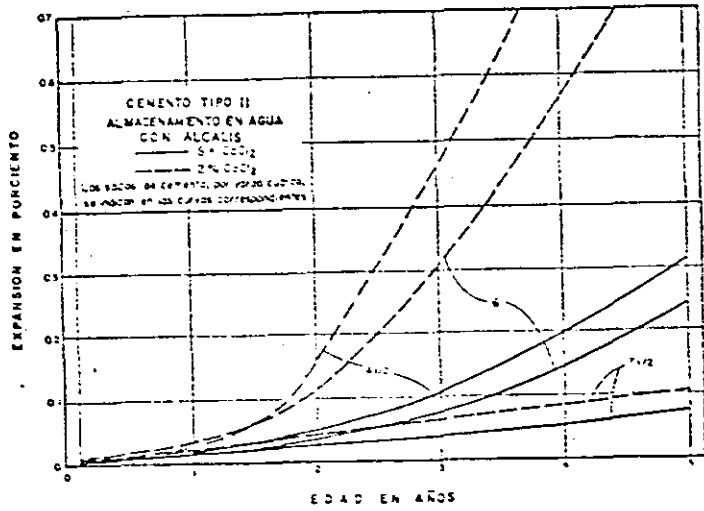


FIG. 3.4. El CaCl₂ disminuye la resistencia al ataque de los sulfatos, particularmente en mezclas pobres.

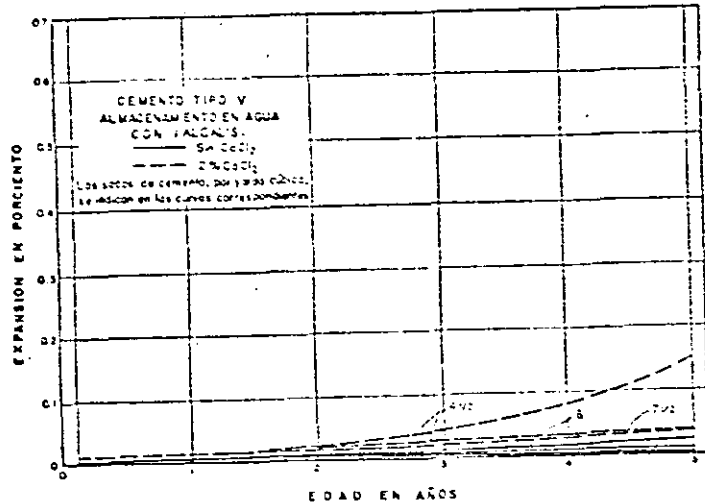


FIG. 3.5. El CaCl₂, en combinación con un cemento tipo V, es como menos afecta la resistencia al ataque de los sulfatos.

6. Disminuye las características de resistencia a los sulfatos (Figs. 3.3, 3.4 y 3.5)
7. Aumenta la expansión causada por la reacción alcali-agregados (esto no es de importancia si se usan en la

- mezcla cementos de bajo contenido de álcalis y puzolanas)
8. Aumenta la resistencia a congelación y a deshielo a edades tempranas y la disminuye a edades avanzadas (Figs. 3.6 y 3.7)
9. Aumenta los cambios volumétricos en el concreto
10. Disminuye el sangrado y el asentamiento inicial
11. Aumenta la resistencia a la erosión y al desgaste.

3.3.2. *Agentes reductores de agua y retardadores de fraguado.* Desde hace 20 años se sabe que algunos compuestos orgánicos pueden usarse en las mezclas de concreto, para reducir el agua requerida para una consistencia determinada, retardar el fraguado, prolongar la trabajabilidad, y mejorar la resistencia para un contenido determinado de cemento. Sin embargo, hasta fechas recientes el costo de estos aditivos ha sido excesivo para la mayor parte de sus aplicaciones. Se lograron economías usando estos agentes en concretos sin inclusions de aire (excepto el incluido por estos agentes); recientemente, algunos productos patentados han reducido el precio de estos agentes en forma considerable, por lo que los agentes reductores de agua y retardadores del fraguado están ganando mayor popularidad en la industria del concreto.

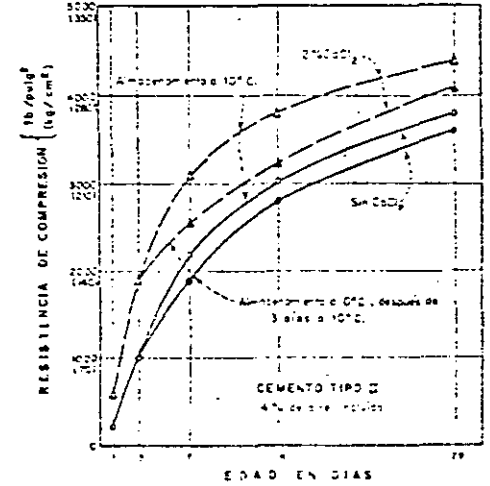


FIG. 3.6. El CaCl₂ aumenta la resistencia a bajas temperaturas.

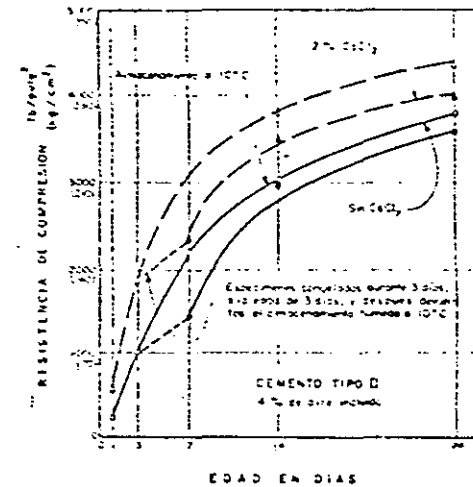


FIG. 3.7. El CaCl₂ provee de protección contra el tiempo frío.

Hay dos tipos básicos de agentes reductores de agua y retardadores de fraguado. El primero consiste de ácidos lignosulfónicos y de sus sales; el segundo consiste de ácidos carboxílicos hidroxilatados y sus sales. Ambos son agentes humectantes y por tanto reducen la cantidad de agua necesaria para lubricar una mezcla; pue-

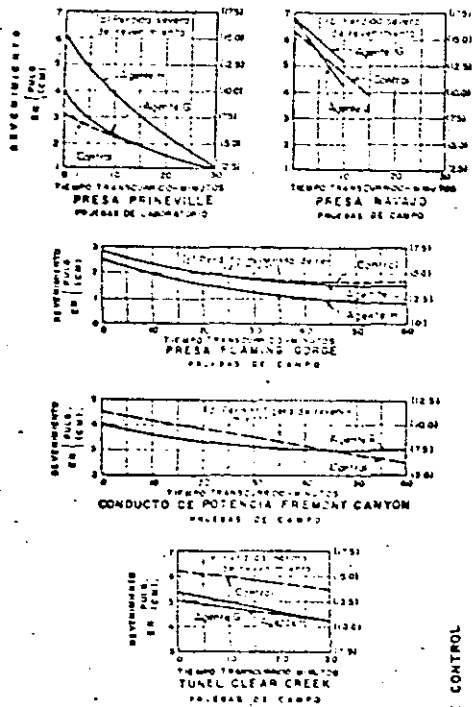


Fig. 3.8. Influencia de los agentes con lignina en la rapidez de pérdida de revenimiento para concreto de varios proyectos.

den actuar como agentes dispersores del cemento y otros finos en la masa del concreto, promoviendo consecuentemente el desarrollo de resistencia del concreto. Se considera que la acción dispersora de los agentes derivados de la lignina es mucho más grande que la de los agentes del tipo del ácido carboxílico (Fig. 3.8). Ambos agentes se destinaron originalmente a prolongar la trabajabilidad retardando el tiempo de fraguado; sin embargo, recientemente los compuestos de la lignina han sido modificados con un agente acelerante y antiespumante, de manera que se pueda obtener la reducción de agua sin retar-

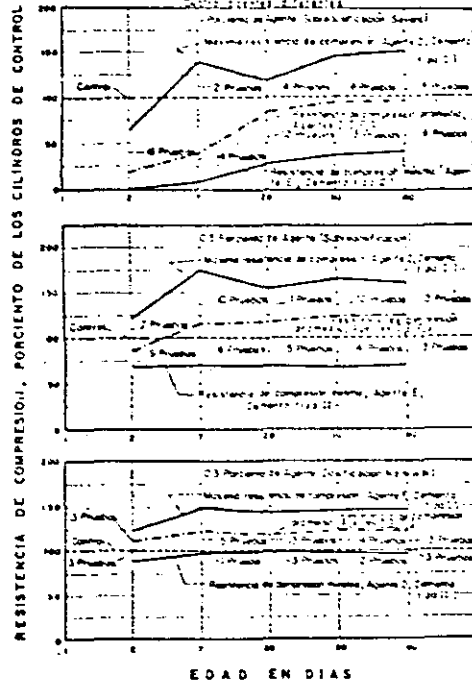


Fig. 3.9. Influencia de los agentes con lignina y con ácido carboxílico hidroxilatado en la resistencia a la compresión del concreto estructural.

damiento o inclusión de aire. El uso de los reductores de agua, compuestos o modificados, generalmente causa una reducción de agua de 5% a 10% para igual contenido de aire. La resistencia de compresión a edades mayores de dos días generalmente es del 10% al 25% mayor que la de concretos semejantes sin aditivo (Fig. 3.9).

Los materiales lignosulfónicos pueden producir reducción en el sangrado y asentamiento del concreto recién mezclado, principalmente como resultado de inclusión de aire en pequeña cantidad; sin

embargo, no son tan efectivos en este aspecto como los agentes inclusores de aire. Algunos aditivos del tipo carboxílico hidroxilatado pueden aumentar la velocidad de sangrado y asentamiento. Ambos tipos de agentes reductores de agua aumentan las propiedades de inclusión de aire de los cementos inclusores de aire así como la efectividad de los aditivos inclusores de aire.

Solamente debe usarse un aditivo si se ha ensayado previamente en concreto con los materiales que se pretende usar en el trabajo, o si se tiene información adecuada con relación a su uso en las condiciones anticipadas de trabajo. Las pruebas en los aditivos reductores de agua y en los aditivos retardadores del fraguado, deben valuar su efecto en las siguientes propiedades del concreto, siempre y cuando

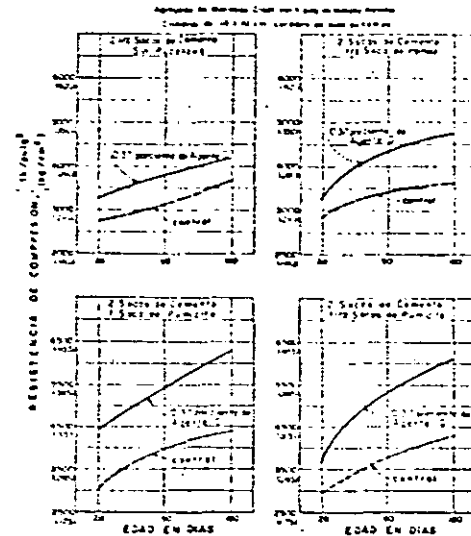


Fig. 3.11. Influencia de los agentes en la resistencia del concreto en masa para la presa Glen Canyon.

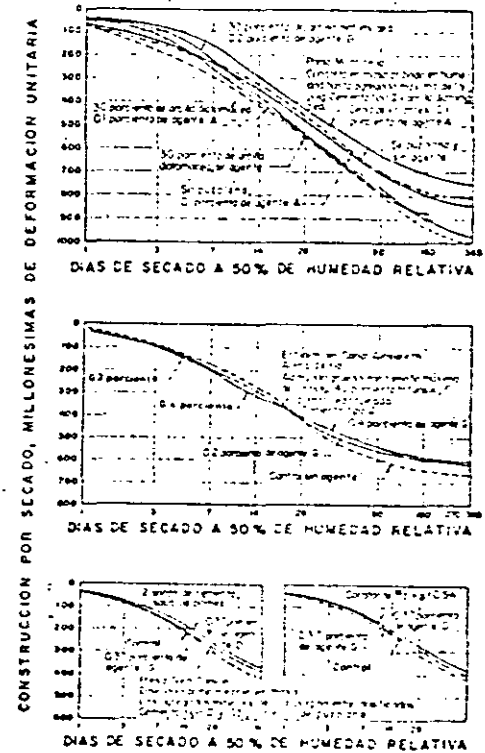


Fig. 3.10. Contracción por secado de vigas de concreto de 10 x 10 x 75 cm con agentes del tipo de lignina, y sin éstos.

dichas propiedades tengan relación con el tipo de trabajo:

- 1) cantidad de agua requerida
- 2) contenido de aire
- 3) consistencia
- 4) sangrado y pérdida de aire del concreto fresco
- 5) rapidez de endurecimiento
- 6) resistencias de compresión y de flexión
- 7) resistencia a congelación y deshielo
- 8) estabilidad de volumen (Fig. 3.10).

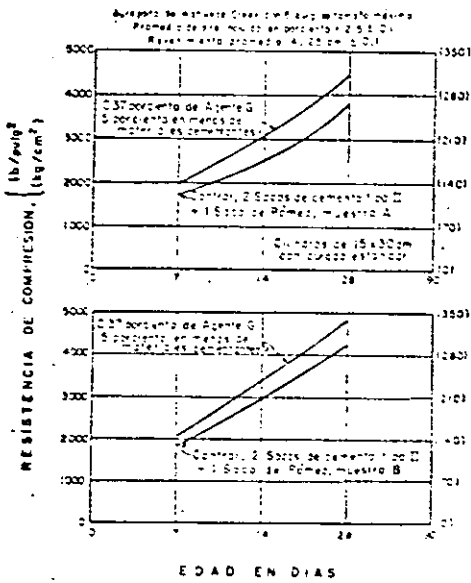


Fig. 3.12. Reducción del cemento con un agente del tipo de lignina; concreto en masa de la presa Glen Canyon.

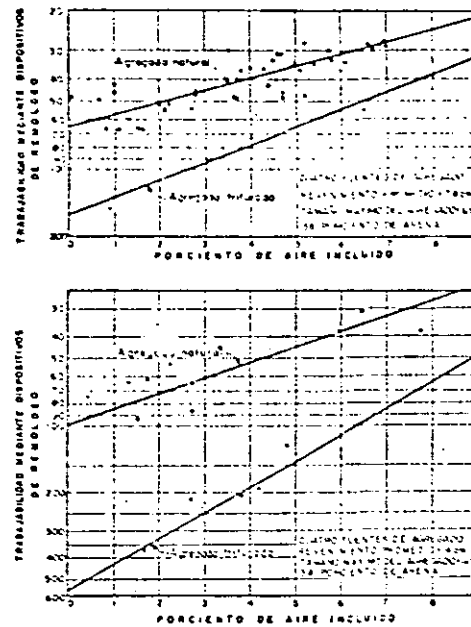


Fig. 3.13. Para un revenimiento constante, la trabajabilidad del concreto aumenta conforme crece el porcentaje de aire incluido.

Estas pruebas deben realizarse para condiciones semejantes a las esperadas en la obra. Los agentes pueden obtenerse ya sea en polvo o en forma líquida; generalmente, para un mejor control, debe preferirse el aditivo en solución. Los líquidos pueden agregarse con el agua de mezclado o con agregados no absorbentes. Ya que se usan cantidades relativamente pequeñas (generalmente de 29.5 a 385 cm³, o de 90 a 450 g por saco de cemento), es importante usar un equipo de dosificación ajustado con precisión.

Deben tenerse en cuenta los siguientes datos relativos al uso de agentes reductores de agua y retardadores de fraguado:

a) Pueden obtenerse mejoras permanentes en concretos pobres en masa y en concretos estructurales, con un contenido determinado de cemento, mediante la adición de cantidades óptimas de agentes reductores de agua y retardadores de un tipo adecuado (Fig. 3.11). Las mejoras obtenidas consisten en aumento de resistencia a la compresión, a la tensión y al esfuerzo cortante, y aumento de resistencia a las fuerzas expansivas, debidas a congelación y deshielo y a los sulfatos. Estos beneficios pueden lograrse algunas veces, en un menor grado, cuando el contenido de cemento de la mezcla se reduce para compensar el costo del agente (Figura

3.12). Para tener la seguridad de obtener concreto que en forma consistente tenga las propiedades deseadas, generalmente es necesario complementar los agentes reductores de agua y retardadores con agentes inclusores o extractores de aire que se agregan en la planta mezcladora, según se requiera, para producir un contenido uniforme de aire bajo condiciones de temperatura variables y cambios en la composición del cemento y agregados.

b) La facilidad en el manejo del concreto, medida por la pérdida de revenimiento, no disminuye mucho al agregarse agentes reductores de agua y retardadores de fraguado. De hecho, en algunos casos, estos agentes han aumentado la rapidez de pérdida de revenimiento. La principal ayuda de los agentes reductores de agua y retardadores de fraguado, respecto a una trabajabilidad mejorada, es aumentar el tiempo en el cual el concreto puede consolidarse por vibración, reduciendo el peligro de tener juntas frías. Los beneficios adicionales incluyen un retardamiento superficial el cual, bajo condiciones moderadas de temperatura y humedad, permite mayor tiempo para la terminación de dichas superficies. Además estos agentes pueden reducir el esfuerzo que se requiere para bombear el concreto a través de tuberías.

c) Los cambios de volumen debidos a la humedad y secado, así como a la permeabilidad del concreto en masa, no están afectados mayormente por el uso de agentes reductores de agua y retardadores, como para ocasionar cambios en el diseño y en las consideraciones de construcción.

3.3.3. Agentes inclusores de aire. Durante los últimos 22 años la actitud de los ingenieros hacia los aditivos en general, y en particular hacia los aditivos para mejorar la durabilidad, ha sufrido un cambio muy marcado. Esto se debe, en gran parte, al descubrimiento de los beneficios de la inclusión de aire. Anteriormente se creía que la mejor protección contra los daños producidos por la congelación era usar una mezcla densa, impermeable, bien colocada y cuidadosamente curada. Estos principios básicos todavía son válidos; sin embargo, ahora se sabe que aun cuando se sigan todas estas reglas, la resistencia a la congelación puede mejorarse aún más añadiendo al concreto una cantidad adecuada de aire incluido. Además, cada día es más evidente que se necesita esta protección adicional, especialmente en los casos donde las condiciones de congelación son fuertes o donde la sal común y el cloruro de calcio se emplean para remover el hielo. Las experiencias tanto de laboratorio como de campo, durante los últimos 22 años, han demostrado la superior durabilidad del concreto con aire incluido y no debe existir duda respecto a su empleo en aquellos casos en que el intemperismo natural muy severo constituya un problema.

La inclusión de aire cambia materialmente las propiedades tanto del concreto plástico como del concreto endurecido. El concreto con aire incluido es considerablemente más plástico y trabajable que el concreto ordinario (Fig. 3.13); puede manejarse y colocarse con

menos segregación y hay menos tendencia al sangrado y la consolidación. Estas propiedades ayudan indirectamente a la durabilidad, aumentando la uniformidad y eliminando los planos débiles en la parte superior de los colados verticales. Sin embargo, el efecto fundamental se debe a un cambio en las características del concreto ocasionado por la presencia de burbujas de aire en la pasta (Figura 3.14); para un determinado contenido de aire, la protección debida a los vacíos es mayor mientras mayor sea el número de vacíos

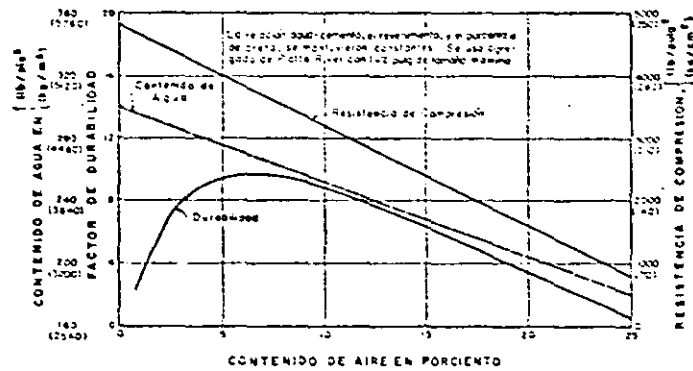


FIG. 3.14. Efecto del contenido de aire en la durabilidad, resistencia a la compresión y contenido de agua requerido del concreto. La durabilidad crece rápidamente a un máximo y entonces disminuye conforme se aumenta el contenido de aire. Tanto la resistencia a la compresión como el contenido de agua requerido, disminuyen cuando se aumenta el contenido de aire.

por unidad de volumen de pasta. Esto indica que los vacíos son más efectivos a medida que están más cercanos entre sí.

La inclusión de aire, aun cuando mejora tanto la trabajabilidad como la durabilidad, puede producir un efecto desfavorable en la resistencia. Con cantidades de contenido de aire normales la disminución en la resistencia es generalmente proporcional a la cantidad de aire incluido (Fig. 3.15); sin embargo, en la mayor parte de los concretos expuestos a la intemperie una reducción pequeña en la resistencia mecánica queda más que compensada por el aumento de resistencia al efecto de congelación. Además, la reducción en resistencia rara vez excede del 15% en compresión y de 10% en flexión. Estas cifras son válidas para iguales contenidos de cemento, reduciendo la arena y el contenido de agua del concreto con aire incluido, al valor permitido por la trabajabilidad aumentada de este tipo de mezcla.

La discusión anterior se refiere al uso de cantidades moderadas de aire incluido, generalmente 7% en volumen, o menos. En muchas aplicaciones del concreto, principalmente en unidades precoladas, se usan cantidades de aire incluido mucho mayores para lograr productos ligeros con mejores propiedades térmicas y de aislamiento.

Actualmente hay en el mercado un gran número de aditivos comerciales con propiedades de inclusores de aire, siendo algunos

de ellos muy usados. Muchos materiales, incluyendo la resina de madera natural, grasas, varios compuestos sulfonados, y aceites, tienen la propiedad de incluir aire en el concreto. Algunos de los materiales, las resinas, por ejemplo, son insolubles en el agua y deben neutralizarse antes de que puedan usarse como aditivos; actualmente se dispone comercialmente de sales de resinas solubles, de manera que ya no se necesita neutralizarlas en el campo.

Antes de hacer uso de un agente inclusor de aire en el concreto, el consumidor debe cerciorarse primero de que el agente funciona

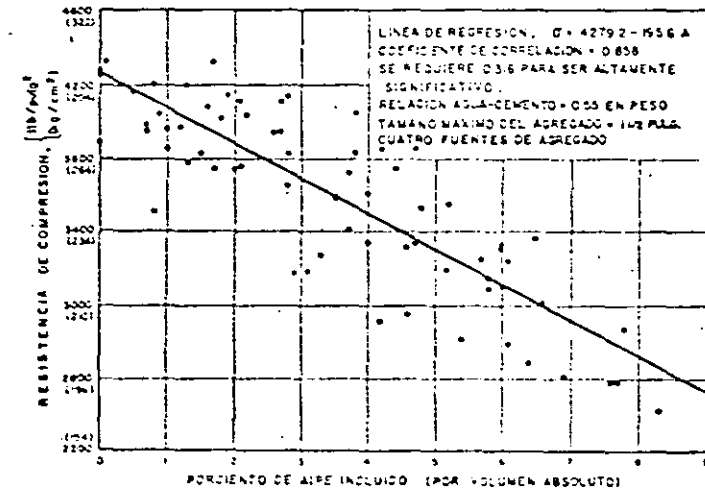


FIG. 3.15. Cada aumento en el porcentaje de contenido de aire reduce en aproximadamente 13.6 Kg/cm² la resistencia de un concreto con la misma relación agua-cemento e igual granulometría de agregados.

realmente como un inclusor de aire, y de que ninguna de las propiedades fundamentales del concreto se verá perjudicada en forma seria. La ASTM ha presentado una especificación provisional y un método de prueba para aditivos de concreto inclusores de aire. Las especificaciones correspondientes de la ASTM son las indicadas por la designación C 260 y C 233.

También puede hacerse concreto con aire incluido usando un cemento portland con inclusor de aire. Este cemento portland contiene un inclusor de aire que ha sido molido junto con él durante su fabricación. La ASTM ha publicado una especificación (C 175) para este tipo de cemento.

3.3.4. Agentes que forman gases. El polvo de aluminio, cuando se agrega al mortero o al concreto, reacciona con los hidróxidos presentes en el cemento que se está hidratando y produce pequeñas burbujas de gas hidrógeno, repartidas en la pasta agua-cemento. La cantidad y proporción de la reacción del aluminio depende del tipo y cantidad de polvo de aluminio, finura y composición química del cemento, temperatura, proporciones de la mezcla, y otros factores.

Generalmente se prefiere polvo no pulido, pero si se desea una retención lenta la forma pulida puede ser ventajosa. Las cantidades que se añaden generalmente se limitan de 0.005% hasta 0.02% en peso de cemento, aun cuando pueden usarse cantidades mayores en la fabricación de concreto ligero de baja resistencia.

La acción del polvo de aluminio, debidamente controlada, origina una ligera expansión en el concreto o mortero plásticos que reduce o elimina el asentamiento y puede, de acuerdo con lo anterior, aumentar la adherencia con el acero de refuerzo horizontal, y mejorar la efectividad del mortero para llenar las juntas. Es muy útil sobre todo para colocar mortero bajo las bases de maquinaria o rellenar bajo superficies horizontales en donde un relleno completo de la cavidad es esencial. El efecto en la resistencia depende considerablemente del grado a que pueda restringirse la tendencia de expansión del concreto. Sin ninguna restricción la pérdida de resistencia puede ser considerable, pero si se impone una restricción completa, la resistencia no se afecta en forma apreciable y, en algunos casos puede aumentar ligeramente. Es por tanto de importancia que los moldes sean estancos, y que confinen completamente al mortero o concreto tratados con polvo de aluminio. Normalmente, la densidad se reduce ligeramente y la resistencia a la congelación mejora en el concreto endurecido.

3.3.5. Materiales finamente divididos. Los materiales finamente divididos que se agregan con más frecuencia a una mezcla de concreto son las puzolanas y los materiales cementantes, los cuales tienen propiedades modificantes además de las relativas a la finura. Estas propiedades se han discutido en la Parte II.

Algunos otros materiales que se agregan a las mezclas son materiales finos y químicamente inertes, que se emplean solamente debido a su finura, así como también pigmentos molidos como negro de carbón y sales metálicas que se añaden principalmente como agentes colorantes.

IV. PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS DE CONCRETO

4.1. Generalidades

Las proporciones para el concreto deben seleccionarse con objeto de usar los materiales disponibles en la forma más económica, produciendo concreto de la trabajabilidad, durabilidad y resistencia requeridas. Se han establecido algunas relaciones que proporcionan una guía para obtener las combinaciones óptimas, pero las proporciones definitivas deben fijarse mediante tanteos y ajustes en el campo.

La información que se incluye es semejante a la presentada por el Comité 613 de ACI en su *"Práctica Recomendada para Seleccionar las Proporciones del Concreto"* del año 1954, y la sexta edición del *"Manual de Concreto"* del Bureau of Reclamation del año 1956.

El concreto está compuesto principalmente de agua, cemento, y agregados. En algunos casos se agrega un aditivo, con el fin de incluir aire o por otras razones. La procedencia y el tipo de los agregados y del cemento tiene un efecto muy marcado en la resistencia y en la durabilidad del concreto, así como en la cantidad de agua de mezclado requerida para su colocación. Cuando la procedencia de los ingredientes, el tipo de cemento y la cantidad de aditivo permanecen iguales, puede variarse en un rango muy amplio la cantidad de cemento, la granulometría y el tamaño máximo de los agregados, así como la consistencia del concreto sin afectar en forma importante la resistencia, siempre que la calidad de la pasta de cemento, determinada por la relación agua-cemento, se mantenga constante.

Cuando la procedencia de los ingredientes varía, como en el caso de agregados de diferentes plantas o cementos de diferentes fábricas, la resistencia del concreto puede variar en forma apreciable aun cuando la relación agua-cemento se mantenga constante. Por lo tanto es recomendable, en donde la construcción de concreto sea de relativa importancia, hacer ensayos previos de laboratorio para fijar las proporciones deseadas. Esto tiene particular importancia donde la resistencia a la flexión sea un factor determinante, como en pavimentos de concreto, debido a que dicha resistencia depende grandemente de las características de adherencia del agregado grueso. Cuando sólo interviene la resistencia a la compresión, y en donde no sea práctico hacer pruebas del concreto en el laboratorio, puede obtenerse una combinación razonablemente buena de los ingredientes a partir del conocimiento de las características de los agregados y la aplicación de relaciones empíricas establecidas. Sin embargo, cualesquiera que sean los procedimientos que se sigan para selec-

cionar las proporciones iniciales, éstas generalmente requieren un ajuste en el campo para cumplir los requisitos de colocación.

Para estimar la dosificación a partir de las relaciones establecidas, se necesitan algunos datos de laboratorio. Deben determinarse el análisis granulométrico, densidad y absorción tanto del agregado fino como del agregado grueso, así como el peso volumétrico compactado del agregado grueso. Desde saberse si el cemento es o no inductor de aire; también debe conocerse la densidad del cemento, aunque suele ser suficientemente preciso asignarle un valor de 3.15. Además, mediante determinaciones de campo u otros medios, debe conocerse el contenido total de humedad de cada agregado para calcular los pesos de la dosificación que deben usarse en el campo.

El aire incluido intencionalmente mediante el uso de un cemento con inductor de aire o de un aditivo, mejora grandemente la trabajabilidad del concreto y su resistencia al intemperismo. Algunas veces la resistencia se reduce, pero cuando el contenido de cemento se conserva igual al del correspondiente concreto sin aire incluido, se tiene la ventaja de que el concreto requiere menos agua; la reducción no es grande y solamente llega a ser de importancia en las mezclas ricas que contengan más de 6.7 sacos de cemento por metro cúbico de concreto. En mezclas pobres, conteniendo menos de cinco sacos de cemento por metro cúbico, las resistencias generalmente aumentan mediante la inclusión de aire en cantidades adecuadas. Debido a su resistencia notablemente mejorada al deterioro cuando el concreto va a estar sujeto a la congelación y deshielo, a la acción de las sales usadas para quitar el hielo o a otros agentes destructores, deben usarse concretos con aire incluido.

4.2. Selección de proporciones

Las proporciones de la mezcla para producir concreto, deben seleccionarse de acuerdo con:

- a) la consistencia más rígida (cantidad máxima de agregado grueso) que pueda ser colocada eficientemente con vibración para producir una masa homogénea
- b) el tamaño máximo de agregado económicamente disponible y compatible con una colocación satisfactoria mediante vibración
- c) durabilidad adecuada para resistir satisfactoriamente al intemperismo y otros agentes destructivos a que pueda estar expuesta
- d) resistencia suficiente para soportar sin peligro de falla las cargas a que vaya a estar sujeto.

4.3. Estimación del agua requerida

El concreto debe colocarse con la cantidad mínima de agua de mezclado compatible con un manejo adecuado, para obtener las me-

jores características de resistencia, durabilidad y otras propiedades deseables.

La cantidad de agua por unidad de volumen de concreto que se requiere para producir un mezclado de la consistencia deseada, está influida por el tamaño máximo, la forma de las partículas y la granulometría del agregado, así como por la cantidad de aire incluido. La Tabla 4.1 indica los límites recomendados para el revenimiento.

4.4. Estimación de la cantidad de cemento requerida

Los requisitos de calidad del concreto se fijan en función de la durabilidad adecuada y de la resistencia mínima aceptable. Para un contenido de agua determinado, la calidad del concreto es proporcional al contenido de cemento. Tomando en cuenta que la durabilidad y la resistencia del concreto están afectadas por muchas variables, deben seleccionarse proporciones que permitan obtener pastas de cemento de calidad adecuada para resistir la exposición prevista y garantizar una resistencia conveniente; en estas condiciones un buen control de los otros factores asegurará un concreto resistente y durable. La cantidad de cemento necesaria para un concreto determinado, se calcula por lo tanto a partir de la cantidad de agua requerida y de la relación agua-cemento. La Tabla 4.2 sirve como guía para seleccionarse las relaciones agua-cemento máximas permisibles, para diferentes intensidades en el grado de exposición y cuando se usa aire incluido en forma adecuada.

La relación agua-cemento máxima o el contenido mínimo de cemento que producen la resistencia que se requiere generalmente se determinan en pruebas de laboratorio, usando únicamente aquellos materiales que vayan a emplearse en el proyecto. La Tabla 4.3 muestra en forma aproximada las resistencias mínimas que pueden esperarse para concreto con aire incluido con diferentes relaciones de agua-cemento.

El contenido de cemento se calcula usando la relación agua-cemento máxima permisible, seleccionada en la Tabla 4.2 ó 4.3 (tomando el valor menor) y el agua requerida de la Tabla 4.5. El cálculo se realiza dividiendo el contenido de agua entre la relación agua-cemento. Si se especifica un consumo mínimo de cemento, la relación agua-cemento correspondiente, para estimar la resistencia, puede calcularse dividiendo el contenido de agua entre el contenido de cemento.

4.5. Estimación de las cantidades de agregados requeridas

La cantidad mínima de agua de mezclado y la resistencia máxima se obtienen, para un determinado tipo de agregados y cemento, cuando se usa la mayor cantidad de agregado grueso compatible con la facilidad de colocación y trabajabilidad adecuadas. La cantidad de agregado puede determinarse más efectivamente en investigaciones de laboratorio. Sin embargo, puede hacerse una estimación de las

proporciones adecuadas a partir de las relaciones empíricas que se muestran en la Tabla 4.5.

La Tabla 4.4 indica los límites recomendables para tamaño máximo de agregados. Dentro de los límites de la economía, debe usarse el tamaño de agregado máximo permisible, ya que esto permite una reducción en el agua y en el cemento requeridos.

4.6. Cálculo de proporciones

El cálculo de las proporciones de mezclas de concreto puede explicarse mejor mediante un ejemplo específico. Por ejemplo, puede suponerse el siguiente criterio de diseño y materiales de mezcla:

- 1) cemento Tipo II, no inclusor de aire, densidad 3.15
- 2) agregado grueso con densidad de 2.68
- 3) arena con una densidad de 2.63 y un módulo de finura (M.F.) de 2.75
- 4) peso volumétrico del agregado varillado en seco, 1,680 Kg por m³.

Ejemplo: Un muro de retención reforzado, con un espesor mínimo de 27.5 cm.

Las Tablas 4.1 y 4.4 indican un revenimiento de 7.5 cm (otras estructuras) y un tamaño máximo del agregado de 1 1/2" como satisfactorios. El concreto estará sujeto a condiciones climáticas de exposición relativamente severas, quedando por lo tanto comprendido en la clase B de la Tabla 4.2. El muro se diseñó sobre la base de 210 Kg/cm² a 28 días, pero también con la condición de que el 80% de los cilindros estándar de 15 cm X 30 cm tengan una resistencia mayor de 210 Kg/cm² a 28 días. De acuerdo con lo anterior, un control promedio (coeficiente de variación de 15%) requiere una resistencia promedio de 241 Kg/cm².

4.6.1. Pasos para diseñar la mezcla de concreto: *

a) Seleccione la relación agua-cemento de datos de prueba, experiencia o relaciones establecidas para cumplir los requisitos especificados de resistencia, durabilidad u otra medida de calidad. (Tablas 2 y 3).

b) Seleccione el revenimiento o la consistencia del concreto que permitan manejo y consolidación adecuados en las condiciones del trabajo. (Tabla 4.1).

c) Determine el tamaño máximo disponible del agregado adecuado para usarse en las condiciones del trabajo. (Tabla 4.4).

d) Seleccione el contenido de aire así como la cantidad y tipo de aditivo que proporcione el contenido de aire deseado. (Tabla 4.5).

e) Estímese a partir de datos de prueba, experiencia o relaciones establecidas, el porcentaje mínimo de arena o la máxima cantidad de agregado grueso que proporcionen la trabajabilidad adecuada. (Tabla 4.5).

* Las tablas a que se hace referencia para tomar valores pueden usarse como guía en ausencia de especificaciones, experiencia u otro criterio.

Tabla 4.1
Revenimientos máximos recomendados para diversos tipos de construcciones de concreto

Tipo de construcción	Revenimiento máximo en centímetros ¹
Construcción en grandes masas	5
Revestimiento de canales	7.5
Losas y plantillas de túneles	5
Parte superior de paredes, pilas y parapetos	5
Paredes laterales y bóveda en revestimiento de túneles	10
Otras estructuras	7.5

¹ Estos revenimientos máximos se refieren a concreto después de haber sido depositado, pero antes de ser consolidado, y son para mezclas con aire incluido como se indica en la Tabla 4.5.

Tabla 4.2
Relaciones netas agua-cemento para concreto

Tipo y localización de la estructura	Relación agua-cemento en peso	
	Clima severo	Clima templado
A. Concreto en partes de estructuras sujetas a exposición directa muy severa, tales como los dos pies superiores de paredes, y concreto en la zona de niveles fluctuantes de agua	0.45 ± 0.02	0.55 ± 0.02
B. La exposición del concreto es menos severa que en "A", como en el caso de tramos de revestimiento de túneles y sifones sujetos a congelación	0.50 ± 0.02	0.55 ± 0.02
C. Concreto en estructuras o partes de estructuras que se cubrirán con un relleno, o estarán continuamente sumergidas	0.58 ± 0.02	0.58 ± 0.02
D. Concreto sujeto al ataque de álcali-sulfatos en suelos o aguas freáticas, y que se colocará durante condiciones atmosféricas moderadas		0.50 ± 0.02
E. Igual que "D" excepto que el concreto se coloca en condiciones atmosféricas de congelación	0.45 ± 0.02	
F. Revestimiento de canales	0.53 ± 0.02	0.58 ± 0.02
G. Concreto para el interior de presas	Gobernada por resistencia, propiedades térmicas y cambios de volumen	

TABLA 4.3

Resistencia mínima de compresión probable del concreto, para diversas relaciones agua-cemento (kilogramos por centímetro cuadrado)

Relación agua-cemento en peso	Resistencia de compresión a 28 días para concreto con aire incluido
0.40	302
0.45	275
0.50	245
0.55	217
0.60	190
0.65	168
0.70	154

TABLA 4.4

Tamaño máximo de agregado recomendado para diversos tipos de construcción

Dimensión mínima de la sección en centímetros	Tamaño máximo del agregado, en pulgadas, para		
	Muros, vigas y columnas reforzadas	Losas altamente reforzadas	Losas ligeramente reforzadas o sin reforzar
12.5 ó menos.	---	¾ a 1½	¾ a 1½
15 a 27.5	¾ a 1½	1½	1½ a 3
30 a 72.5	1½ a 3	3	3 a 6
75 ó más	1½ a 3	3	6

TABLA 4.5

Contenidos aproximados de aire y agua por yarda cúbica de concreto y proporciones de agregado fino y agregado grueso¹

Tamaño máximo del agregado grueso (pulgadas)	Peso volumétrico de agregado grueso varillado en seco por unidad de volumen de concreto (en por ciento)	Contenido de aire recomendado (en por ciento)	Contenido promedio de agua, lb/yd ³	Porcentaje de arena del total de agregados en volumen sólido
¾	62	6	283	42
1½	73	4.5	245	33
3	81	3.5	204	28
6	87	3	164	24

¹ Para concreto que contiene arena natural con M.F. de 2.75 y un agregado grueso de calidad media y un revenimiento aproximado de 75 cm.

TABLA 4.6

Cálculo de una mezcla tentativa

Ingredientes de la mezcla	Peso en libras por yarda cúbica	Conversión de peso a volumen	Volumen sólido, pies cúbicos por yarda cúbica
Agua: Valor estimado de la Tabla 4.5 . . .	245	$\frac{245}{62.3}$	3.93
Cemento: . . . A/c, para durabilidad concreto clase B (Tabla 4.2) = 0.50 A/c, para resistencia (Tabla 4.3) = 0.51 (se emplea la menor A/c)			
Cemento = $\frac{\text{contenido de agua}}{\text{A/c}} = \frac{245}{0.50}$	490	$\frac{490}{3.15 \times 62.3}$	2.50
Aire: De la Tabla 4.5; 4.5% $0.045 \times 27 =$			1.21
Agregado grueso: Porcentaje del peso volumétrico de agregado varillado (Tabla 4.5) = 73% peso volumétrico con varillado en seco = $165 \text{ libras} \times 0.73 \frac{\text{libras}}{\text{pie}^3} \times 27 =$	2,070	$\frac{2,070}{2.68 \times 62.3}$	12.40
Todos los ingredientes excepto arena	2,805		20.04
Arena: Volumen: $27 - 20.04 =$ Peso: $6.96 \times 2.63 \times 62.3$	1,140		6.96
Total	3,945		27.00

f) Estímese de datos de prueba, experiencia o relaciones establecidas, la cantidad de agua por metro cúbico de concreto que vaya a ser requerida para cumplir las condiciones de los pasos b, c y d. (Tabla 4.5).

g) Cálculense las proporciones de los factores en los pasos a-f.

Los cálculos de la mezcla tentativa anterior proporcionan las cantidades dosificadas para una yarda cúbica de concreto. Muy rara vez es posible mezclar el concreto en revolturas de una yarda cúbica exactamente. Por lo tanto, la mezcla tentativa puede ser de solamente un décimo de yarda cúbica. Después de que la revoltura tentativa se lleva a cabo, se pueden necesitar ajustes para producir el revenimiento y la cantidad de aire deseados.

V. PLANTAS DE CONCRETO COLOCACION DE CONCRETO

5.1: Dosificación

El principal objetivo de la dosificación, desde el punto de vista del control de concreto, es proporcionar los ingredientes de una manera idéntica para cada revoltura y no el llenar la mezcladora cada vez con una cantidad óptima para mezclado. El funcionamiento adecuado de la revolvedora transforma tales ingredientes dosificados en un concreto homogéneo y uniforme. La base de la mezcla de con-



FIG. 5.1. Dosificación por peso con carretillas y básculas de plataforma.

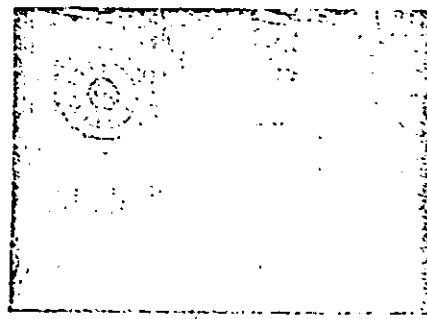


FIG. 5.2. Equipo dosificador empleado en dos plantas mezcladoras para la presa Grand Coulee.

creto es el volumen sólido de los ingredientes: esto es, el volumen total entre las partículas excluyendo los vacíos entre ellas. Por tanto es preferible hacer la dosificación por peso que por los métodos volumétricos, ya que las variaciones son mayores en las mediciones por volumen que por peso.

En todos los trabajos de aprovechamiento los agregados para concreto son dosificados por peso; las instalaciones para dicho proporcionamiento, varían desde básculas de plataforma para carretillas (ver Fig. 5.1), que se emplean cuando el concreto es proporcionado y mezclado en las formas para estructuras de canales situadas en diferentes lugares, hasta grupos de dosificadoras automáticas, como se muestra en la Fig. 5.2, para pesar por separado cada ingrediente de las mezclas para concreto en masa de grandes obras. Es importante tomar en cuenta dos precauciones en el control de campo de las dosificaciones por peso: comprobar rutinariamente que el equipo sea capaz de dar la aproximación en peso dentro de las tolerancias de las especificaciones, y efectuar una inspección de rutina para ver si se está operando satisfactoriamente.

Para evitar la pérdida de materiales durante la operación de pesado, las tolvas para medir los agregados y el cemento a granel deberán ser estancas; las tolvas redondas con pendiente en la base descargan el material dentro de la mezcladora más rápidamente que las tolvas de forma rectangular. Las tolvas pesadoras deberán construirse de tal manera que sea fácil el muestreo e inspección de los

materiales. Todas las partes que trabajan en dichas tolvas, particularmente los bordes de las cuchillas, deben estar en buenas condiciones, libres de fricción, accesibles a la inspección y limpieza, y protegidas contra el material que cae o se adhiere. El mecanismo de pesado debe permitir una buena observación al encargado de la dosificación y al inspector, y estar equipado para indicar el momento en que la cantidad correcta de material se encuentra en la tolva. Las básculas deben mantenerse precisas dentro de una tolerancia máxima del 0.2 al 0.4% de la carga neta que se está pesando. En obras grandes cada báscula debe estar equipada por lo menos con 10 pesas estándar de 22.7 Kg. Cuando la báscula ha sido comprobada hasta el límite de las pesas, éstas se quitan y se coloca material suficiente en la tolva para producir la misma lectura en la báscula; hecho esto se volverán a colocar las pesas para comprobar

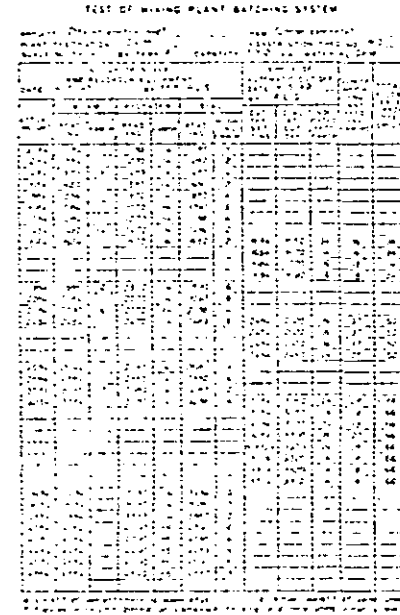


FIG. 5.3. Resultados de pruebas de un sistema dosificador en una planta mezcladora.*

la báscula a cargas mayores. Las lecturas para cada incremento de carga se registran como se muestra en la Fig. 5.3, para que el error de la báscula se considere en la dosificación. Cada báscula deberá ser calibrada cada mes, haciendo además comprobaciones aisladas intermedias para cargas normales del proporcionamiento. Por lo menos dos veces en cada jornada de trabajo la báscula debe ser balanceada a cero y deberá inspeccionarse frecuentemente para determinar si hay señales de movimientos, inexactitud, desperfectos o materiales adheridos que no descarguen.

En una planta equipada con alimentación, cierres automáticos de admisión y graficadores, puede hacerse una prueba de verificación aplicando incrementos de carga conocidos por medio de pesas de prueba, y comparando la carga real con la lectura correspondiente de la barra o la carátula del registrador. El mecanismo del cierre de admisión se prueba durante las operaciones regulares colocando el ajuste del cierre de admisión, en una determinada báscula,

* Ya que la figura únicamente presenta un ejemplo del registro de lecturas, se ha conservado en su lenguaje original.

hasta el ajuste normal en varios incrementos para un número sucesivo de pesadas, y comparando las lecturas en las carátulas de los interruptores con los ajustes del cierre de admisión. El error de pesado (diferencia entre la lectura de la carátula y la carga real) y el error de alimentación (diferencia entre el ajuste del cierre de admisión y la correspondiente lectura de las carátulas) se suman para obtener el error total del proporcionamiento. En obras importantes, el error total no debe exceder del 1% en el peso del agua, 1% para cemento y puzolana, y no más del 2% para los agregados.

La dosificadora central, con mezcladoras en los moldes servidas por camiones dosificados, está alcanzando gran aceptación entre los ingenieros y contratistas para trabajos esparcidos. Ya sea que la fuente de agregados sea una planta de producción o una espuela de ferrocarril, la distancia a la obra es la misma para los camiones dosificados que para los camiones transportadores de agregados. La dosificación central proporciona gran flexibilidad en las operaciones, ausencia de desperdicios y de contaminaciones del material, protección para el cemento, precisión en la dosificación e independencia y ahorro en el trabajo.

La dosificación de agua y el suministro de cantidades pequeñas de aditivos son otras funciones importantes en el proporcionamiento de materiales de cada revoltura. La precisión, uniformidad de operación bajo diferentes condiciones y posiciones, simplicidad de diseño, libre acceso para reparación y ajuste y fácil ajuste en cualquier tiempo, son todas características esenciales de tales equipos de dosificación. El equipo propuesto debe ser juzgado cuidadosamente y comprobado su funcionamiento. Debe aceptarse o rechazarse de acuerdo con la facilidad que preste para cumplir las especificaciones requeridas.

5.2. Mezclado

Las mezcladoras de uso común son estacionarias o transportables, basculantes o no basculantes. Las mezcladoras del tipo de turbina horizontal, como la mostrada en la Fig. 5.4, se han usado recientemente para reducir el tiempo de mezclado requerido para concretos de bajo revenimiento.

Las del tipo no basculantes, generalmente tienen un tambor cilíndrico y están equipadas con un cucharón de carga operado con un cable o con una tolva de carga y un canalón giratorio operado manualmente para la descarga. Las mezcladoras basculantes vienen equipadas normalmente con tambores cónicos o de forma de tazón. Estas máquinas se adquieren en una gran variedad de tamaños. Las mezcladoras basculantes de 0.168 m³ (6 pies cúbicos) de capacidad y más grandes, pueden adquirirse con cucharón de carga. Una mezcladora transportable con cucharón, se carga mejor que una equipada con tolva alimentadora, a menos que se cuente con una plataforma de carga elevada.

En general las mezcladoras basculantes son más eficientes que las de otro tipo, especialmente porque pueden ser descargadas en

forma rápida y con un mínimo de segregación, independientemente del revenimiento y tamaño del agregado; además permiten su lavado más fácilmente. La efectividad en la acción de mezclado de cualquier mezcladora depende principalmente de la forma del tambor, la forma y arreglo de las espas, así como del método de alimentación.

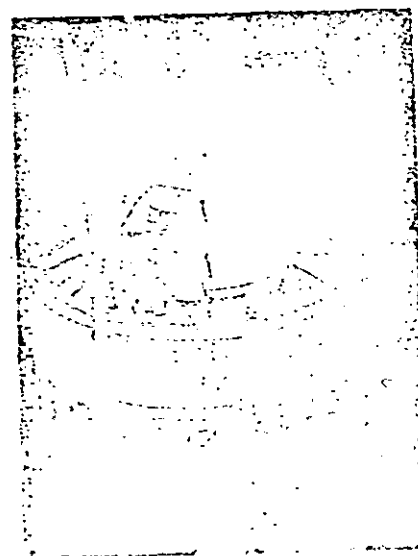


FIG. 5.4a. Mezcladora de turbina horizontal.

concreto duro rodeando a las espas o sobre la superficie interna del tambor, afectan la acción de mezclado y pueden causar inexactitudes en el registro de los dispositivos para medición de consistencia. Por tal motivo, este concreto debe eliminarse. La pérdida de materiales durante las operaciones de carga y mezclado deberá corregirse haciendo adaptaciones adecuadas. Si la consistencia del concreto producido en el tiempo especificado de mezclado no es razonablemente uniforme en toda la revoltura, puede deberse a que las espas están desgastadas o a que su forma y arreglo no han sido diseñados convenientemente, o bien a que la secuencia con que se cargan los ingredientes del concreto necesita ser alterada. La mezcladora no debe cargarse más de la capacidad estipulada. Para mezcladoras que manejan revolturas muy grandes y equipadas con controles adecuados de carga, son muy deseables las siguientes prácticas:

a) Los ingredientes (cemento, puzolana, si se emplea, y cualquier agregado fino o grueso) deben alimentarse simultáneamente a la mezcladora y de tal manera que el período de flujo de cada uno sea aproximadamente el mismo.

b) Una porción de agua (entre 5 y 10%) debe colocarse antes que los otros materiales y otra cantidad igual después de la colocación de los mismos, excepto cuando se calienta. El resto del agua deberá agregarse uniformemente con los materiales.

c) Generalmente el tiempo mínimo de mezclado especificado en los trabajos del Bureau es el siguiente: (la revoltura se inicia cuando todos los ingredientes, excepto la última parte del agua, están en la mezcladora).



FIG. 5.4b. Mezcladora de turbina horizontal. Detalle.

Capacidad de la mezcladora		Tiempo de mezclado minutos
Metros cúbicos	Yardas cúbicas	
1.52 o menos	2 o menos	1½
2.28	5	2
3.04	3	2½
3.8	4	2¾
4.56	6	3

El sobremezclado es objetable porque la acción de molienda aumenta los finos, que requieren más agua para mantener la consistencia del concreto. Asimismo, el sobremezclado puede expulsar el aire incluido. Se recomienda, por lo tanto, que el tiempo de mezclado no exceda tres veces el número de minutos dados en la tabla. El equipo de mezclado debe diseñarse de tal manera que pueda detenerse la operación de mezclado y reanudarse con una carga completa en la mezcladora.

d) La capacidad de la mezcladora se determina mediante pruebas de eficiencia de mezclado. Las mezcladoras deben poder mezclar el concreto de manera que el peso volumétrico del mortero, libre de aire en la parte anterior y posterior de la mezcladora, no varíe más del 0.8% del promedio de los dos pesos volumétricos del mortero; también, que el peso del agregado grueso (agregado retenido en la malla N° 4) en 0.028 m³ (1 pie cúbico) de concreto en la parte anterior y posterior de la mezcladora no varíe más del 5% del promedio de los dos pesos del agregado grueso. Los métodos de prueba para determinar estos valores se describen en la designación 26 del Manual de Concreto del Bureau of Reclamation.

Las variaciones excesivas en el peso volumétrico de mortero libre de aire indican que el tiempo de mezclado debe aumentarse, y la variación excesiva en los pesos del agregado grueso en 0.028 m³ (1 pie cúbico) de concreto, indica que la mezcladora no está diseñada satisfactoriamente o que las aspas están excesivamente desgastadas. Las pruebas de eficiencia de la mezcladora deben hacerse cuando el trabajo se inicia y a intervalos de tiempo tales que permitan asegurar el cumplimiento de las especificaciones para el mezclado efectivo. Los tiempos mínimos de mezclado indicados en (c) pueden reducirse si las pruebas de eficiencia confirman que esta reducción permite un mezclado satisfactorio.

Independientemente del tamaño de la obra, por lo menos una mezcladora en cada planta deberá ser construida y colocada de tal forma que el operador o su asistente, puedan observar dentro del tambor e inspeccionar la consistencia del concreto. Esta mezcladora se usa convenientemente para el mezclado de concreto que contiene un tamaño máximo de agregado de 1½" o menor. La importancia de este requisito, en el caso de mezcladoras equipadas con medidores de consistencia, depende de la efectividad de estos medidores.

Deberán tomarse precauciones para evitar que el concreto descargado por las mezcladoras se segregue debido a los efectos de la descarga no controlada, al caer dentro de los recipientes, tolvas, carros, etc. Este efecto es particularmente importante en mezcladoras no basculantes, que emplean para la descarga canales en los cuales el concreto pasa en corrientes relativamente pequeñas. En las basculantes, la revoltura desliza como una masa abultada que tiene menos oportunidad de segregarse. Donde sea necesario evitar una segregación se provee el canalón de descarga con un deflector o de preferencia con una sección de tubo de bajada en la parte extrema, para que el concreto caiga en el centro del receptor en forma vertical o aproximadamente vertical.

Cuando se usan camiones mezcladores, debe prestarse mayor atención y esfuerzo para obtener resultados uniformes en revenimientos y proporciones de las mezclas con un contenido mínimo de agua, que cuando se emplean pavimentadoras u otras mezcladoras portátiles servidas al pie de las formas por camiones dosificados. Cuando se han usado camiones mezcladores en los proyectos del Bureau, se han obtenido buenos resultados siguiendo las precauciones, recomendaciones y procedimientos que en seguida se enumeran.

a) Cada mezcladora deberá estar equipada con un medidor preciso de agua entre el tanque de abastecimiento y la mezcladora. El medidor tendrá indicaciones parciales y totales.

b) Cada mezcladora deberá estar equipada con un contador de revoluciones para indicar la cantidad (no la velocidad) de mezclado; a este respecto se recomiendan 40 revoluciones (las pruebas indican que dentro de límites razonables, la velocidad de rotación tiene poco efecto en la eficiencia del mezclado).

c) Las mezcladoras deberán cargarse con un alimentador de espiral que mezcle agregados, cemento y agua mientras el tambor está girando.

d) El agua inicial de mezclado deberá limitarse para no exceder el revenimiento apropiado.

e) La revoltura deberá mezclarse con el 75% del número de revoluciones requeridas a la velocidad de mezclado antes de inspeccionar la consistencia en el lugar de envío; luego se mezclará con las revoluciones restantes, agregando el agua necesaria para obtener el revenimiento apropiado.

f) Cada mezcladora debe tener una abertura que permita una fácil determinación de la consistencia del concreto a la llegada a los moldes.

g) No deberá escatimarse esfuerzo para asegurar que las mismas proporciones de mortero y agregados se mantengan en toda la operación de descarga. Cuando no pueda evitarse la descarga de agregados sueltos al final de la revoltura, este material deberá regresarse para mezclarlo en la siguiente revoltura.

La operación de mezclado puede comprobarse hasta un cierto grado por la apariencia del concreto fresco. La uniformidad en la distribución de los ingredientes es una función de la efectividad del mezclado; la textura y cohesión son funciones del tiempo de mez-

clado, y la uniformidad en el revenimiento es una evidencia de la uniformidad de los materiales y de la dosificación. Ocasionalmente pueden hacerse pruebas de lavado para verificar la granulometría, grado de molido, relación agua-cemento y el contenido de cemento en el concreto después de mezclado. Deberán hacerse pruebas cada vez que sea necesario para asegurar el control rutinario del mezclado. La muestra se obtiene de la sección transversal total de la descarga de la planta mezcladora, sin interrumpir las operaciones de colocación de concreto.

No deben usarse grandes camiones mezcladores para pequeñas estructuras localizadas en diferentes lugares y que requieran menos de una carga completa de concreto ya que la porción sobrante está sujeta a pérdidas objetables de revenimiento.

Con frecuencia se tiene una pérdida considerable en el revenimiento del concreto de camiones mezcladores, especialmente en un medio ambiente caluroso. Tales pérdidas pueden reducirse a un mínimo, deteniendo el mezclado inicial en 30 revoluciones y evitando el sobremezclado. Otras precauciones que deberán tomarse en condiciones atmosféricas calurosas son las siguientes:

- a) Los tambores de las mezcladoras deberán ser de color blanco.
- b) Los materiales deberán conservarse tan fríos como sea práctico, sombreándolos y regándolos ligeramente para provocar un enfriamiento por evaporación.
- c) El agua deberá estar tan fría como sea práctico y conservada fría a la sombra pintando además la superficie de los tanques de blanco.
- d) Deberán evitarse los retrasos anteriores a la descarga y colocación del concreto, organizando el trabajo para un manejo pronto.

Para evitar las pérdidas de revenimiento en condiciones atmosféricas calurosas, en algunos proyectos las operaciones de mezclado y colocación se han llevado a cabo en la noche.

5.3. Transporte

Para transportar el concreto se emplean recipientes, vagonetas, camiones, canalones, bandas transportadoras y tuberías impulsando al concreto con bombas o dispositivos neumáticos.

En las operaciones de transporte debe cuidarse principalmente:

- a) Que la pérdida del revenimiento sea la mínima.
- b) Evitar el asentamiento y la estratificación del concreto durante el transporte.
- c) Debe evitarse la separación del agregado grueso y del mortero cuando el concreto es transferido o puesto en los moldes.

En la obra se pueden emplear con buenos resultados los siguientes medios para el control de las pérdidas de revenimiento: manipulación rápida; distancias cortas de transporte; mezclado en las formas siempre que sea posible, especialmente en un medio ambiente caluroso; conservar el concreto en unidades compactas, en recipientes y tolvas, más que en corrientes delgadas en canalones

largos o en bandas; cuando los canalones largos o bandas sean necesarios deberán mantenerse en la sombra y protegerse contra el viento. También es beneficioso conservar las líneas de bombeo en la sombra o envolverlas con yute, rociándolas con agua, y en general cualquier medida tendiente a reducir la temperatura.

La estratificación (o el asentamiento) en forma notable durante el transporte debe controlarse mediante alguno o la combinación de algunos de los siguientes procedimientos: no debe haber agua libre en la superficie del concreto ni asentamiento del agregado grueso o aglomeración de material en la parte baja de la carga. Estas condiciones pueden prevenirse por:

- a) mezclado cerca de los moldes en mezcladoras portátiles que reciben material de camiones con revolturas en seco;
- b) usando agitadores en los camiones que transportan concreto. Las mismas condiciones pueden mejorarse considerablemente:
 - a) usando mezclas más secas;
 - b) usando aire incluido;
 - c) un remezclado apropiado a medida que el concreto pasa por las compuertas de descarga de camiones, tolvas y carros; o
 - d) haciendo pasar aire comprimido hacia arriba y a través del concreto, ya sea en ruta o en el lugar de la obra antes de la descarga, como se usa en algunos equipos para revestimiento de túneles.

La separación del agregado grueso del mortero puede ocurrir siempre que el concreto se transfiera de un recipiente a otro, del extremo de un canalón o banda de conducción, o hacia los moldes, a menos que se reconozcan ciertos principios fundamentales al disponer esos cambios. Estos principios se ilustran en la Fig. 5.5. El más importante entre estos principios, es que el concreto debe caer verticalmente dentro de las tolvas de recepción, carros, camiones o moldes. En realidad la altura de caída tiene poco efecto en el concreto siempre que éste tenga consistencia plástica y caiga verticalmente (la caída debe confinarse en un canalón de caída) dentro de concreto plástico. La rotura será despreciable, pero si no sucede así se reducirá la altura de caída de acuerdo con la situación.

Los canalones son una solución valiosa y económica en muchas situaciones al conducir y colocar concreto y su uso adecuado no debe prohibirse, pero deben usarse de manera que se adapten al tipo de concreto especificado. Para esto deben tener las siguientes características:

- 1) tener una pendiente adecuada para manejar concreto del mínimo revenimiento requerido;
- 2) estar sostenidos de manera que su pendiente permanezca constante al cargarse;
- 3) estar protegidos del viento y del sol, si los tubos de conducción son de bastante longitud;
- 4) tener un control efectivo en el extremo, para producir una caída vertical sin separación.

Existen otros factores que deben tomarse en cuenta para evitar la separación. Uno de ellos se refiere a las propiedades cohesivas de la mezcla de concreto. El concreto fresco permanece como una masa

unida principalmente cuando: *a)* no tiene mayor humedad que la correspondiente a 7.5 ó 10 cm de revenimiento; *b)* si contiene de 3 a 5% de aire incluido; *c)* si contiene un porcentaje adecuado de arena bien graduada y 20% de material que pasa la malla N° 50; *d)* si es suficientemente rico en cemento; *e)* si no está colocado en pendien-

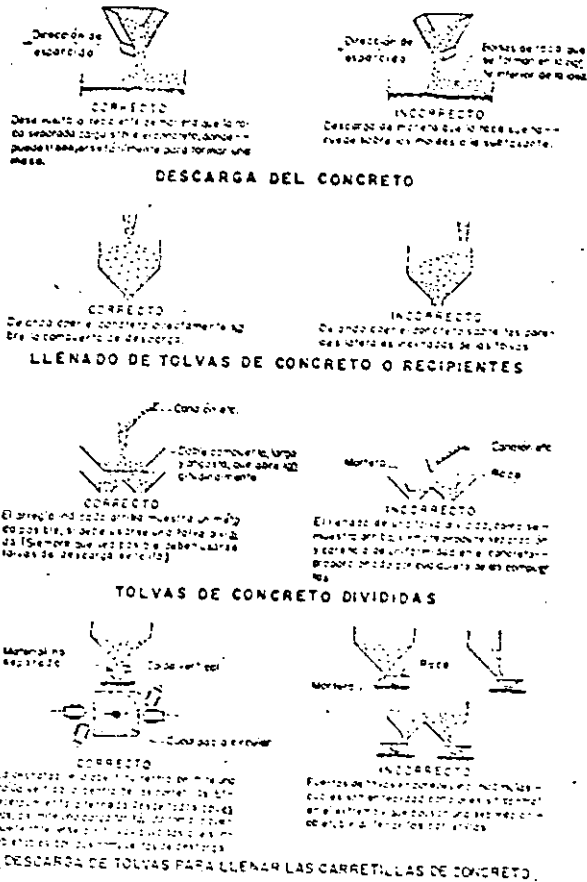


Fig. 5.5. Métodos correctos e incorrectos para la carga y descarga del concreto en recipientes, canales y carretillas.

tes o forzado a moverse lateralmente en los moldes; o *f)* si no se tira libre, a velocidad alta, desde el tubo de descarga de un cañón de colocación operado neumáticamente. El último tipo de separación puede evitarse mejor usando una bomba de concreto, o un cañón de aire que pueda operarse sin alta velocidad de descarga. La bomba de concreto está adaptada para el transporte y colocación del concreto en operaciones de revestimientos de túneles; pero generalmente no es tan satisfactoria como otros dispositivos para la mayor parte del trabajo exterior, ya que carece de flexibilidad en la colocación de equipo, en la operación y en el control de la mezcla.

5.4. Moldes

Inmediatamente antes de colocar el concreto, los moldes deben de comprobarse en alineamiento y pendiente e inspeccionarse que sean estancos, rígidos, uniformes de la superficie y limpios, y ver que han sido tratados en forma adecuada con aceite para moldes u otro material de revestimiento que impida que el concreto se adhiera. Si los moldes no son estancos, habrá pérdida de mortero que

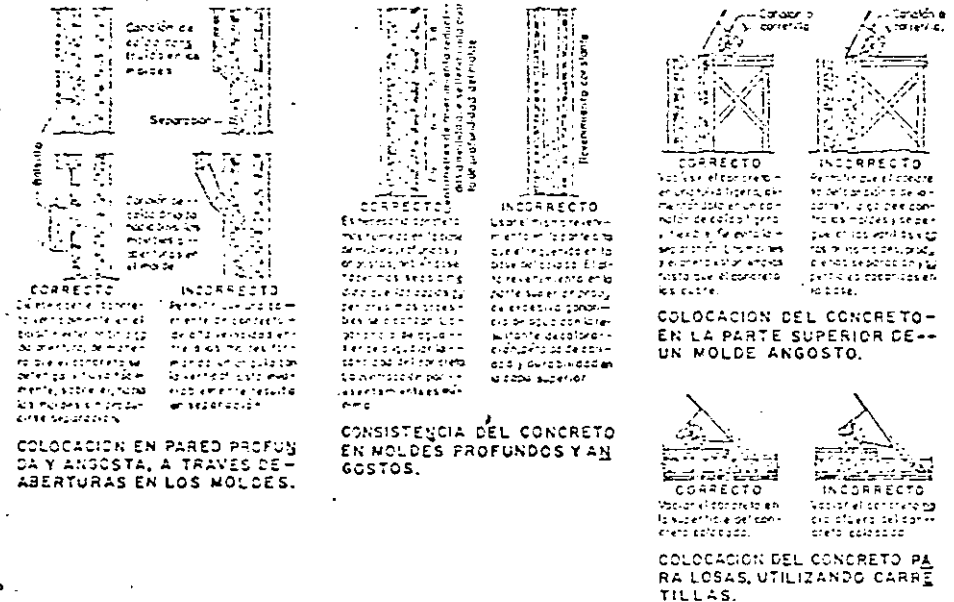


Fig. 5.6. Métodos correctos e incorrectos para la colocación del concreto en formas profundas y estrechas.

puede resultar en superficies cacarizas, o pérdida de agua que puede causar rayas de arená. Si no son suficientemente fuertes para sostener el concreto, o no están troquelados adecuadamente para conservar el alineamiento, el inspector debe reportar los defectos al ingeniero a cargo de la obra. Los límites de tolerancia son para el concreto terminado y no para los moldes. El uso de la vibración requiere que los moldes sean más estancos y resistentes que cuando se usan métodos de consolidación a mano. Mientras más rápidamente se coloque el concreto y más lentamente endurezca, es más posible que la presión contra los moldes se acerque a la presión completa de un líquido que pase alrededor de 2.4 g/cm³.

Los recubrimientos deben aplicarse mediante brocha o por aspersión, de tal manera que cubran los moldes uniformemente y sin exceso de escurrimiento; no debe permitirse que se apliquen en juntas de construcción o en barras de refuerzo. El aceite, o algún otro recubrimiento de moldes, no debe causar reblandecimiento o man-

chado permanente de la superficie de concreto; además, no debe impedir el humedecimiento de las superficies que vayan a curarse mediante agua, o el funcionamiento adecuado de compuestos selladores usados para curado.

Si el concreto se pega a los moldes de metal, esto puede deberse a: a) el uso muy vigoroso de cepillos de alambre o la limpieza con arena a presión, b) desgaste de la superficie de los moldes frente a las entradas u otras áreas en donde la corriente de concreto se dirige contra los moldes, o c) el uso de un aceite para moldes inadecuado. Los métodos de limpieza por abrasión deben evitarse. Las superficies rugosas de los moldes, en donde en ocasiones el concreto se pega, pueden arreglarse aplicando por frotamiento uno o más tratamientos de una solución líquida de parafina en petróleo o también limpiándolos, aceitándolos y dejándolos al sol durante uno o dos días. La abrasión de los moldes, causada por el contacto con la corriente de concreto que entra, puede remediarse mediante el uso de láminas de metal, madera laminada, o recubrimiento de hule.

En la construcción de moldes es importante dejar acceso fácil para la colocación, trabajo y vibración adecuados del concreto y para la inspección de estas operaciones. La Fig. 5.6 contiene sugerencias relativas a la colocación y tipo de aberturas en los moldes.

5.5. Preparación para la colocación

Antes de colocar el concreto contra la tierra o roca de cimentación, o contra una superficie de concreto previamente endurecida, es esencial preparar la superficie de contacto para obtener la adherencia requerida, impermeabilidad y distribución uniforme de las cargas.

5.5.1. Cimentaciones. Cuando es necesario obtener una adherencia impermeable en las cimentaciones en roca, la superficie de ésta deberá prepararse haciéndola rugosa, y si es necesario, limpiándola cuidadosamente. Las rocas sueltas o flojas, mortero seco, recubrimientos desmenzables o escamas, depósitos orgánicos y otros materiales ajenos deben removerse. Las fisuras abiertas deberán limpiarse a una profundidad apropiada y en los lados hasta la roca firme. La limpieza se hace con escobas rígidas, picos, chorros de agua y aire aplicados a gran velocidad, chorros de arena húmeda a presión u otros medios efectivos seguidos de un lavado cuidadoso.

Las superficies de roca desmenzables o desmoronables ya preparadas expuestas al aire, presentan problemas especiales. Varios métodos, tales como capas de mortero aplicado neumáticamente o una cubierta de yute húmedo, se han usado con éxito para mantener las superficies intactas hasta que el concreto se coloque sobre ellas.

Muchas estructuras se construyen sobre cimentaciones de tierra. Antes de colocar el concreto para estas estructuras, la superficie de cimentación y subrasantes deberán inspeccionarse para fijar la aceptabilidad de las cargas de diseño. Cuando se coloca el concreto las subrasantes de tierra deben estar húmedas, pero no mojadas. Las

subrasantes para drenaje libre, en regiones calientes y áridas, deberán humedecerse hasta una profundidad de varias pulgadas, para proporcionar un recipiente de humedad en contacto con el concreto. Esta práctica debe compensar la menor eficiencia de los procedimientos de curado bajo tales condiciones climatológicas.

Los drenes de cimentación de arena, grava, o roca triturada, graduados convenientemente para proporcionar un drenaje rápido,



FIG. 5.7. Lavado de juntas de construcción por medio de chorros de arena húmeda en la presa Grand Coulee.

no causan problemas respecto a la pérdida de mortero del concreto o taponamiento del dren por penetración del mortero, debido a que el mortero no se separa del concreto que satisface las limitaciones de revenimiento apropiadas. Por esta razón no es necesario recubrir los drenes con papel embreado o yute.

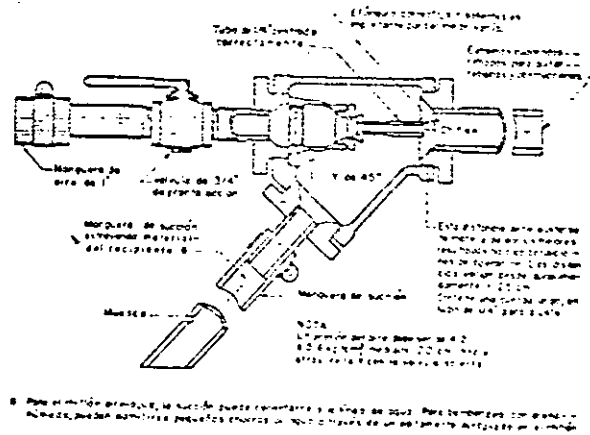
5.5.2. Juntas de construcción.

Las juntas de construcción sin molde son horizontales, o aproximadamente horizontales. Una buena adherencia e impermeabilidad de una junta de construcción se asegura mejor cuando el concreto y especialmente aquél de la parte superior de una levantada, tiene el menor revenimiento que permita un trabajo y consolidación apropiados.

Las mezclas aguadas deberán evitarse ya que su tendencia a la segregación y al sangrado fuerte, ocasionan un concreto débil y una capa gruesa de lechada en la superficie que hace difícil la limpieza. Las juntas de mala calidad también pueden producirse en concreto de bajo revenimiento, debido al trabajo excesivo de las superficies o por sujetarlas al tráfico antes de su endurecimiento. Deberán proporcionarse caminos, con tabloncillos u otros medios apropiados, para tener en cuenta el tráfico durante el trabajo inmediatamente después de colocar el concreto.

La calidad de la junta depende de la calidad del concreto y de la limpieza de la superficie de la junta. Una superficie rugosa no beneficia a una junta de construcción. Huellas de pisadas, piezas de agregado grueso sobresaliente, o zonas deprimidas, interfieren para lograr una buena limpieza. El uso adecuado del vibrador generalmente deja la superficie pareja en forma apropiada.

Las experiencias e investigaciones demuestran que, cuando se desea adherencia e impermeabilidad en las juntas de construcción, las superficies del concreto existente deberán tratarse con chorros de arena húmeda a presión y lavadas perfectamente inmediatamente antes de colocar el concreto fresco, como se muestra en la Fig. 5.7. Este método se caracteriza por: a) su sencillez ya que no hay repetición del tratamiento; b) su seguridad respecto a la obtención rá-



pidas de resultados uniformemente buenos, y c) su economía como resultado de las mejores en el equipo de limpieza con arena a presión y el uso de arena seca adecuadamente graduada.

La Fig. 5.8 ilustra un cañón de aire de uso múltiple, de fácil armado en la mayoría de los trabajos. Cuando el cañón se usa como un chiflón de aire-agua, la línea de succión se conecta a la línea de abastecimiento de agua. Para limpiar con chorros de arena a presión, en condiciones húmedas, pueden admitirse pequeñas cantidades de agua que lleguen a la arena a través de un dispositivo adecuado en el chiflón. El equipo para la limpieza en húmedo con arena a presión, debe operarse con una presión de aire de unas 100 libras por pulgada cuadrada (7 Kg/cm²).

La arena que se use para el propósito de limpieza a presión, debe estar suficientemente seca para permitir el paso libre a través del equipo. Puede usarse arena ordinaria para concreto en los trabajos pequeños, pero en obras grandes debe instalarse equipo que remueva el material fino que pasa por la malla N° 16, así como equipo para secar la arena.

Para limpiar la superficie de las juntas de concreto de buena calidad, solamente es necesario quitar la película de lechada del recubrimiento del mortero. Las pruebas han mostrado que no hay ninguna ventaja en rebajar la superficie de la junta hasta descubrir el agregado grueso. En realidad, la junta puede debilitarse cuando la superficie se corta demasiado profunda, poniéndose en peligro el anclaje de las piezas más grandes de agregado.

El concreto estructural generalmente contiene más agua, tiene mayor revenimiento, y requiere más trabajo y vibración que el concreto en masa, debido a las condiciones más difíciles de colocación. En consecuencia, son más frecuentes el sangrado y los recubrimientos de lechada y material de peor calidad en las superficies de las juntas. La colocación del acero estructural, construcción de moldes, e instalación de refuerzo, tuberías, tubos para instalaciones eléctricas, etc., interfieren con los procesos de limpieza y aumentan el tiempo entre las diferentes capas de colado y las probabilidades de contaminación. En esta clase de trabajo, rara vez es posible limpiar con arena a presión después de que se han colocado las formas de ambos estados. Por lo tanto, hay un intervalo mayor entre la limpieza con arena a presión y la colocación de concreto nuevo, respecto al caso de concreto en masa, y la superficie por limpiarse con arena a presión debe lavarse completamente con agua, aire, o con un chorro a presión de aire-agua, inmediatamente antes de colocar el concreto. Este procedimiento se ha usado con buenos resultados, con la precaución adicional de cubrir la superficie limpiada con arena húmeda.

Un defecto muy común en superficies de concreto moldeado, es la separación que a menudo se encuentra en las juntas horizontales de construcción, en donde las formas se han movido una fracción de pulgada en la parte inferior de la nueva capa de colado. En las superficies en donde la apariencia y el alineamiento sean de mucha importancia, estas separaciones pueden evitarse colocando las formas de manera que ajusten con precisión sobre la parte alta del

Uso que se piensa hacer del cañón	Y de 45° de 1 1/2"		Notas
	succión (pulg.)	tobera (pulg.)	
Chorro de aire y agua	3/4"	3/4" x 24"	Los tamaños de los tubos son estándar.
Ráfaga de arena seca	1 a 2"		El tamaño de la manguera de succión es estándar; ajústese firmemente las uniones entre los tubos.
Ráfaga de arena húmeda	3/4" a 1"	3/4" a 1" x 24"	La manguera de succión debe ser de largo conveniente (6 a 10 pies). Para limpieza al vacío y material seco es preferible la manguera para vacío de 2".
Cañón para mortero plástico (mezcla 1:2 plástica)	3/4"	3/4" x 10"	Las longitudes mostradas de la tobera han resultado eficientes; para diferentes condiciones se pueden encontrar longitudes más apropiadas.
Cañón para mortero seco (mezcla 1:4 húmeda)	1 a 2"	0.1" x 10"	La tobera puede ser fijada con una articulación para disponer de un perímetro de emplastamiento de emplaste de mortero con mortero plástico.
Limpieza al vacío o bomba de carga baja	1 1/2" a 2"	Manguera de 1 1/2" o 1 3/4" para desperdicio	Una buena tobera para mortero seco es la boquilla de una tobera estándar de gunita forrada de caucho y con un orificio de aproximadamente 3/4" de diámetro.

Fig. 5.8. Cañón de succión de aire para lavado por medio de chorros de arena húmeda o seca. Detalle de la tobera para el uso de arena húmeda.

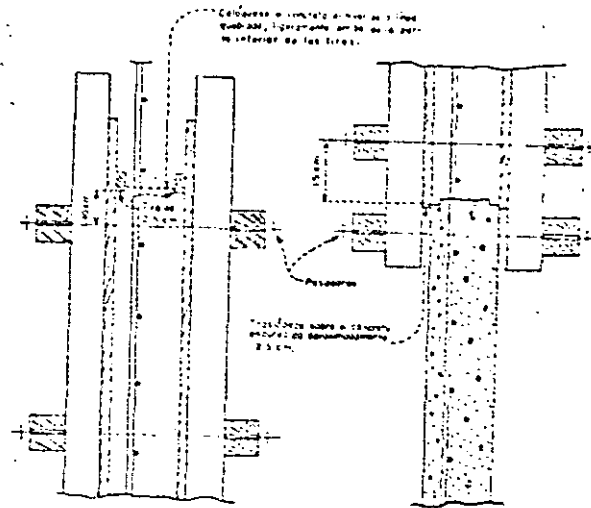


Fig. 5.9. Tratamiento de una junta de construcción en superficies formadas de concreto. Las combas y resaltes son evitados cuando los tirantes se hallan cerca de la junta.

concreto del colado anterior y ajustándolas después, de manera que permanezcan en contacto durante las operaciones de colocación. Este anclaje puede hacerse empleando un gran número de tirantes para formas, o pernos, arriba y a pocas pulgadas de la junta de construcción, como se muestra en la Fig. 5.9. Los tirantes en la parte superior del colado anterior, no pueden tomarse en cuenta con seguridad para evitar una ligera abertura de los moldes en la junta.

La apariencia poco agradable de los salientes puede reducirse usando ranuras moldeadas en las juntas de construcción. En la Fig. 5.10 se muestran las dimensiones típicas de las ranuras, las cuales deben ser rectas y continuas.

5.5.3. Acero de refuerzo y partes dentro del colado. El efecto de la oxidación en la adherencia entre el concreto

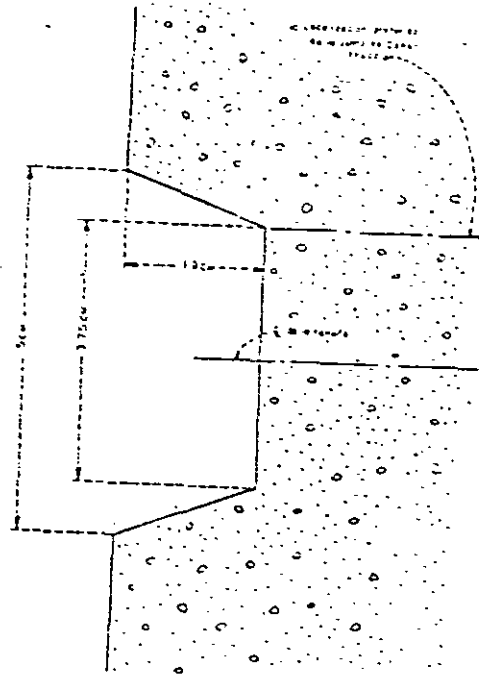


Fig. 5.10. El ranurado horizontal en las juntas de construcción oculta las juntas, al mismo tiempo que mejora la apariencia arquitectónica.

y el acero ha sido materia de controversia. Para determinar dicho efecto se hicieron pruebas de laboratorio, en el Bureau, sobre muestras de concreto reforzado. Los resultados de estos estudios comprobaron los descubrimientos de investigaciones anteriores, realizados por otras personas y organizaciones, habiéndose encontrado que la oxidación no perjudica la adherencia. Se obtuvieron las siguientes conclusiones:

a) La oxidación no perjudica la adherencia entre el concreto y el acero: aparentemente no se obtiene ninguna ventaja al quitar la oxidación firmemente adherida.

b) La adherencia está fijada por el tamaño y número de corrugaciones.

c) La oxidación sumamente adherida aumenta la rugosidad natural de las superficies de acero y en consecuencia tiende a aumentar la capacidad de adherencia de la varilla, pero puede reducir su sección transversal efectiva.

d) Generalmente es suficiente el manejo normal para remover la oxidación suelta y las escamas, antes de colocar el acero de refuerzo.

Algunos aceros se vuelven frágiles en tiempo frío, por lo que requieren un manejo cuidadoso, para evitar roturas, cuando las temperaturas son menores de 4° o 5° C.

La mayor parte del refuerzo que se usa en los trabajos del Bureau es acero de lingote del grado intermedio, corrugado, pero también se permite acero de lingote del grado duro, o acero de riel. Las especificaciones requieren que las deformaciones superficiales del refuerzo de acero, sean del tipo de corrugación de alta adherencia. El acero de refuerzo para concreto preesforzado debe ser acero de alta resistencia. El alambre para amarrar el refuerzo generalmente es acero suave recocido. Se usan bloques de concreto, apoyos y espaciadores de metal para sujetar el refuerzo en su lugar, según se describe en los párrafos siguientes.

La práctica antigua generalmente requería que los extremos traslapados se separaran para asegurar completa adherencia en cada varilla, a menos que se tomara en cuenta la reducción de área adherida de los traslapes atados. Sin embargo, las pruebas en vigas, columnas y muestras para extracción de acero, han indicado que las varillas corrugadas desarrollan adherencia completa en los traslapes atados, en concretos de buena calidad que han sido bien vibrados. Los traslapes también pueden hacerse soldados, siempre que la junta tenga una resistencia igual a la de la varilla.

Debe dejarse suficiente recubrimiento de concreto para proteger el acero de la corrosión y de los daños producidos por el fuego cuando exista tal posibilidad. Se requiere protección especial cuando el concreto está sumergido o expuesto a la acción de los álcalis o del agua salina. La colocación del acero de refuerzo y la mínima profundidad de recubrimiento en el concreto generalmente se indican en los planos.

Antes de colocar las varillas de refuerzo, el inspector debe ver si son de los tamaños especificados y si están cortadas y dobladas de

acuerdo con los planos y especificaciones. Todo el refuerzo debe soportarse rígidamente en posición precisa por medio de bloques de concreto, soportes metálicos, u otros dispositivos adecuados. Una vez las varillas en su lugar, deben revisarse en lo referente a posición, espaciamiento y longitud de los empalmes.

Algunos metales no ferrosos se corroen dentro del concreto, cuando no están protegidos de una manera efectiva. Las partes recubiertas de zinc, aluminio y cadmio son especialmente susceptibles y deben protegerse con membranas continuas de asfalto, barniz brea, u otro material inerte. El plomo está sujeto a mayor o menor corrosión, y necesita un recubrimiento de protección si no es suficientemente grueso para permitir el ataque inicial; a medida que la corrosión continúa, se forma un recubrimiento que protege al metal del ataque posterior. El cobre puede colocarse dentro del concreto sin peligro de corrosión si no hay cloruros.

Cuando es necesario evitar el daño del concreto o manchas de oxidación desagradables en las superficies expuestas, las especificaciones requieren que los soportes y espaciadores de las barras metálicas se fabriquen de material no corrosible. Muchos tipos de acero inoxidable satisfacen este requisito.

5.5.4. Inspección final. La inspección final se realiza inmediatamente antes de colocar el concreto, y es un examen completo de todos los preparativos para la colocación del concreto. Incluye una inspección detallada de la limpieza de la cimentación, limpieza de las juntas de construcción, de los tubos de drenaje y juntas para evitar la filtración de agua, de los tubos y accesorios para inyección de lechada y enfriamiento de agua, refuerzo y otros materiales y equipos metálicos que deben recubrirse con concreto, y de los moldes. Todas estas características deben examinarse cuidadosamente para cerciorarse que están de acuerdo con los planos, especificaciones y otras instrucciones que se hayan dado. Antes de notificar al contratista que pueda empezar la colocación de concreto, el inspector de colado debe asegurarse que el contratista está preparado para realizar el trabajo en una forma satisfactoria. Esto requiere una inspección del equipo de transporte y colocación, para ver que esté limpio y en condiciones adecuadas, y que esté colocado en la forma conveniente de manera que el colado pueda realizarse sin retrasos indebidos. Si el concreto se va a colocar en la noche, el sistema de alumbrado debe ser suficiente para iluminar la parte interior de los moldes. El personal del contratista debe ser suficiente para efectuar un colado y terminar adecuados y el equipo debe disponerse de manera que el concreto se envíe a su posición final sin segregación perjudicial. El número de los vibradores de concreto que vayan a usarse y la reserva durante la colocación, deben ser suficientes y estar en buena condición de acuerdo con los requisitos de la obra. La colocación del concreto no debe iniciarse cuando haya probabilidad de que se produzcan temperaturas de congelación, a menos que se dispongan de instalaciones para una iniciación pronta del curado con agua o para la aplicación del compuesto sellador.

5.6. Colocación y consolidación

Un concreto bien colocado no debe presentar segregación, y su mortero debe estar en íntimo contacto con el agregado grueso, el refuerzo y otras partes recubiertas; cuando sea necesario, también debe estar adherido en forma segura a la roca de cimentación o a las capas de concreto colocadas previamente.

5.6.1. Generalidades. Cuando el concreto vaya a colocarse sobre roca o concreto endurecido y necesite tener adherencia, debe ser precedido por una capa de mortero bien repartida, mediante un cepillo de alambre, en la superficie de la junta. Las superficies de concreto que se hayan secado después de la terminación del curado de agua y que no requieran tratamiento para limpieza adicional, deben conservarse húmedas durante varias horas, de preferencia durante la noche, antes de colocar el concreto nuevo. Las superficies de roca o de concreto de las juntas deben conservarse húmedas, pero libres de agua suelta; cuando se aplique la capa de mortero. El mortero debe ser el mismo que el del concreto, eliminando el agregado grueso, y contener la misma cantidad de agente inclusor de aire; así mismo debe ser suave para poder repartirlo fácilmente en la superficie de la junta con un espesor de aproximadamente 1 cm. Esta consistencia suave generalmente es posible dentro de la limitación especificada para la relación agua-cemento; el mortero demasiado húmedo tiende a segregarse y a escurrir para formar capas de menor espesor.

El concreto debe depositarse lo más cercano que sea posible de su posición final, para evitar el uso de métodos de colocación que permitan, o causen, que el concreto fluya en las formas. Estos métodos ocasionan concentraciones de mortero menos durable en los extremos de paredes y en las esquinas, en donde la durabilidad tiene mayor importancia, y fomentan el uso de una mezcla que es más húmeda que la necesaria para concreto adecuadamente vibrado.

El concreto debe colocarse en capas horizontales, excepto en el revestimiento de túneles donde ese procedimiento no resulta. Cada capa deberá estar todavía suave cuando se coloca sobre ella una nueva capa. Este requisito puede determinar el espesor de las capas. Los espesores prácticos de las capas para concreto en masa son de 37.5 a 50 cm, y para concreto estructural, 30 a 50 cm. Deben tomarse precauciones para evitar aire atrapado en lugares parcialmente cerrados que vayan a rellanarse con concreto.

5.6.2. Miembros estructurales y losas. Al colocar concreto en las superficies de juntas de construcción donde no sea posible una vibración adecuada, el concreto debe trabajarse por compactación a mano o por algún otro medio efectivo que asegure una compactación completa. La terminación a mano puede ser necesaria en juntas de paredes delgadas, fuertemente reforzadas en donde la junta está inclinada, y en muros donde la base de la pared no está confinada totalmente. Cuando las losas, vigas, paredes de soporte y columnas

se vuelan monolíticamente, el concreto en los 60 ó 90 cm superiores de las paredes y columnas debe ser del menor revenimiento que puede vibrarse en forma adecuada, y debe consolidarse perfectamente en la superficie. Antes de colocar el concreto en los chaffanes superiores, losas y vigas, debe permitírsele, en las paredes y columnas, compactarse tanto como sea posible, sin permitir que endurezca tanto que un vibrador móvil no pueda penetrarlo debido a su propio peso. Esto será de una a tres horas, o más, dependiendo la temperatura y otras condiciones. Durante este tiempo, se tendrá cuidado de conservar las superficies del concreto limpias y sin material suelto o extraño. Ese material a menudo cae de los moldes de las losas hacia las paredes. Excepto cuando la cantidad es excesiva, o está contaminada con suciedad y otros desperdicios, se puede ignorar la caída del concreto recién colado ya que será absorbido por el concreto fresco colocado encima. Después de colocar el concreto en los chaffanes, vigas y losas, el vibrador debe penetrar y revibrarlo en la parte superior de las paredes y columnas. Al colar una losa sin cimbra en una pendiente, por métodos manuales, hay una tendencia a colocar el concreto al espesor completo de la losa, usando una mezcla rígida que no escurra. Las muestras extraídas con perforadora han mostrado que la colocación de un concreto de tan bajo revenimiento, sin vibración completa, resulta en material cacarizo en la parte inferior, especialmente cuando la losa está reforzada. Para evitar estos resultados, la consistencia para este fin no debe ser más rígida que la correspondiente a un revenimiento de 6.25 cm. El concreto con esta consistencia apenas se mantiene en la pendiente, pero no debe ser más seco. Después de repartirlo, el concreto debe vibrarse completamente en forma sistemática, de preferencia un poco adelante de una forma móvil recubierta de acero, con lastre, y no sujeta a vibración, que se mueva hacia arriba de la pendiente siguiendo un escantillón. Durante la vibración, el concreto superficial se moverá hacia abajo en la pendiente y el exceso debe regresarse a donde se necesite. Las losas coladas en esta forma, con concreto de revenimiento mediano no tendrán huecos ni zonas sin lechada. La colocación, vibrado, cerechado y los golpes de vibrado, deben efectuarse en una dirección hacia arriba de la pendiente.

Una inspección de las estructuras descubre el hecho de que el intemperismo y la desintegración del concreto son más severos en la parte superior de muros, muelles y parapetos, y en guarniciones, repisas, escalones, coronamientos, esquinas expuestas, y aquellas porciones en contacto intermitente con el agua o con salpicaduras durante el tiempo de congelación. Durante la construcción, deben emplearse todos los medios disponibles para mejorar la durabilidad de este concreto, incluyendo los indicados en la lista siguiente:

a) Usese la cantidad máxima permisible de aire incluido en las partes expuestas en forma crítica; la pérdida resultante en resistencia es relativamente poco importante.

b) Disminúyase el revenimiento al mínimo que pueda vibrarse bien en las partes expuestas en forma crítica, que generalmente son fácilmente accesibles. Para este bajo revenimiento, que raras veces necesita ser mayor de 2.5 cm, debe aumentarse la cantidad usual de

agente inclusor de aire, para obtener el porciento de aire incluido requerido.

c) Redúzcase la relación agua-cemento a 0.45 ± 0.02 en peso. El cemento adicional requerido debe sustituirse por arena en la mezcla normal. No debe haber aumento en el contenido unitario de agua. Estos cambios proporcionarán una mezcla con un 5 a 6% de aire, 2.5 cm de revenimiento y una relación agua-cemento de 0.45.

d) Al colocar el concreto en paredes, guarniciones y losas, trabájese a partir de las esquinas y extremos de los moldes hacia el centro, en lugar de trabajar hacia las esquinas y extremos, evitando así la acumulación del mortero y concreto más húmedos en aquellas partes en donde la exposición es más severa.

e) Las superficies expuestas no moldeadas deben dejarse con pendiente para permitir un drenaje rápido y efectivo y para evitar el estancamiento en los lugares bajos.

La colocación del concreto debe hacerse con las menos interrupciones posibles, hasta completar el colado o hasta que puedan hacerse juntas de construcción satisfactorias. El concreto no debe depositarse más aprisa que la rapidez con que los operarios encargados de los vibradores puedan compactarlo en forma adecuada; sin embargo, mientras más rápido pueda depositarse sin dañar las formas y con suficiente vibración, mejores resultados se obtienen. Al colar miembros esbeltos y columnas, la elevación del concreto no debe ser tan rápida que produzca el movimiento o falla de los moldes; si la elevación del concreto en los moldes no excede de $1\frac{1}{2}$ m por hora en tiempo caliente y de 90 cm por hora en tiempo frío, el concreto endurece con suficiente velocidad para permitir su colocación a cualquier altura en los moldes, sin crear excesivas presiones del fluido. Cuando las instalaciones para la producción de concreto son adecuadas, y siempre que sea posible, es recomendable colocar el concreto hasta su altura completa de una sola vez y así evitar juntas de construcción y problemas de limpieza.

5.6.3. *Concreto en masa.* La pequeña cantidad de mortero en el concreto en masa es el origen de muchas de sus ventajas especiales para trabajos en grandes volúmenes. Estas son, principalmente, menor costo y menor generación de calor, debido al contenido más bajo de cemento. El correspondiente menor contenido de agua reduce la contracción por secado y mejora la durabilidad.

Un procedimiento de construcción que se usa para aumentar la durabilidad de grandes presas de concreto en donde se presenta la congelación, consistente en la colocación de un concreto más rico (mayor contenido de cemento) en las caras agua-arriba y aguas-abajo de la presa, respecto al concreto del interior. En algunas presas del Bureau donde se ha usado este procedimiento, el contenido extra de cemento, comparado con el del concreto en el interior de la presa, varió de 0.20 a 0.40 barriles por yarda cúbica, y el espesor del revestimiento del concreto estaba comprendido entre 1.2 y 3.65 m.

El concreto en masa generalmente se coloca en levantadas de aproximadamente $1\frac{1}{2}$ m de profundidad, y cada levantada está constituida de varias capas de 37.5 ó 50 cm. La buena práctica de construc-

ción requiere que las capas se coloquen sin juntas frías. Las capas de mayor espesor requieren vibración extremadamente cuidadosa y completa. Generalmente se requiere que el área expuesta del concreto en masa sea mínima, siguiendo el procedimiento de primero formar el concreto en capas sucesivas, aproximadamente horizontales, con el ancho completo del bloque y hasta la altura completa la levantada, sobre un área limitada en el extremo aguas-abajo del bloque; y después continuando hacia aguas-arriba en capas progresivas semejantes, hasta obtener el área completa del bloque. El tiempo mínimo que debe transcurrir entre las operaciones de colocación en levantadas sucesivas, en cualquier bloque, se especifica de 72 horas.

La forma de descarga en la colocación del concreto por medio de recipientes es extremadamente importante. El concreto deberá caer verticalmente y descargarse suficientemente aprisa, de tal manera que se forme una masa cohesiva, abultada y creciente, sin separación importante.

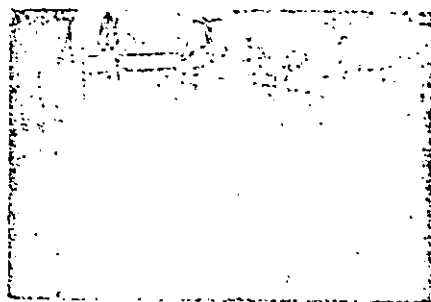


FIG. 5.11. Vibradores montados en un tractor. Presa Grand Dixence, Suiza.

En los Estados Unidos, el concreto en masa se coloca con una consistencia de 2.5 a 5 cm de revenimiento. En años recientes, en la construcción de muchas presas europeas se han empleado vibradores montados sobre tractores para reducir el efecto variable del elemento humano en la consolidación del concreto. Un hombre sobre un tractor, equipado como muestra la Fig. 5.11, puede rendir más que 10 hombres usando vibradores de mano; después de 8 horas o más en la operación de un vibrador pesado, el trabajador se cansa y la profundidad, frecuencia y uniformidad en la penetración de su vibrador están afectados por el desgaste de su energía física.

Los europeos no hacen la colocación de las capas de concreto en forma escalonada como se hace en el Bureau. Con un tractor equipado con una cuchilla delantera se extiende el concreto fresco recién amontonado, para formar una capa uniforme de aproximadamente 50 cm de profundidad sobre la superficie completa del bloque. Frecuentemente las capas inferiores sobre las cuales se colocan las nuevas capas, se mantienen frescas por medio de aditivos para el control de colocación, de tal manera que puedan usarse por vibración con las capas colocadas subsecuentemente. Se colocan de cuatro a cinco capas en cada levantada. Las normas sobre frecuencia, amplitud y penetración del vibrador sobre los bloques son controladas por ingenieros experimentados en concreto. Los vibradores son inspeccionados rutinariamente en talleres bien equipados y reemplazados sus partes dañadas.

Nótese en la Fig. 5.11 que el tractor corre sobre el concreto fresco sin hundirse. Esto se debe a que el concreto es muy seco; de hecho se clasifica como un concreto sin revenimiento. Consecuentemente,

contiene menos agua que las mezclas más plásticas y por tanto, para una relación agua-cemento dada, contiene menos cemento, genera menos calor, y disminuye el agrietamiento debido a la contracción.

El concreto en masa deberá vibrarse revoltura por revoltura vibrarse hasta que no haya duda de que la consolidación es completa. Normalmente se acostumbra revibrar el concreto contra las formas alrededor del perímetro de cada bloque y como resultado se encuentran pocas bolsas de roca al quitar las formas. Sin embargo, la ausencia de bolsas de roca en la cara no es una prueba de que se ha obtenido la consolidación completa dentro del bloque. Esto se puede determinar solamente mediante una inspección cuidadosa conforme el concreto se coloca y vibra, y estableciendo procedimientos para la vibración que eliminen la posibilidad de una consolidación incompleta.

Antes de que la superficie superior de cada levantada fragüe, los hombres que pasen sobre ella deberán usar zapatos para nieve hechos de madera, con lo que se evitan las huellas de pisadas al proporcionárseles un área de soporte dos o tres veces mayor que las de las botas o zapatos ordinarios. Mediante el uso de un vibrador pequeño del tipo de inmersión, al ir pisando en las piezas de roca salientes de tamaño grande, se pueden hundir éstas hasta el nivel de la superficie de la levantada.

5.6.4. *Revestimiento de túneles.* Al preparar un túnel para el revestimiento de concreto, son importantes los siguientes factores:

a) Remover todo el material suelto y limpiar todo el lodo y polvo de las superficies que vayan a recibir el concreto.

b) Controlar las filtraciones o escurrideros de agua que puedan destruir la adherencia entre concreto y la roca. En la plantilla el agua puede controlarse por una zanja longitudinal de drenaje llena de grava gruesa. La zanja debe estar en la parte más baja de la plantilla, y tener ramas hacia las zonas laterales de escurrimiento.

El concreto para la parte del arco debe ser un poco más trabajable que el concreto moldeado ya que no se puede vibrar en su lugar; deberá tener un revenimiento de cerca de 10 cm y un incremento en el contenido de arena de 2 a 4%. El tamaño máximo de agregado dependerá del espesor del revestimiento, de la cantidad de refuerzo, y del tamaño de la bomba de concreto o cañón de aire usados. La mayor dimensión del agregado bombeado, en los trabajos del Bureau, es cerca de 2 1/2".

El concreto para la plantilla no necesita ser diferente del que se utiliza no moldeado colocado sobre subrasantes casi horizontales. No se necesita arena adicional, y el revenimiento deberá ser cerca de 3.75 cm. Este bajo revenimiento ayuda a mantener la forma de la plantilla hasta la pendiente superior, desde la línea central que generalmente se requiere en los diseños de túneles; también con el menor revenimiento, el sangrado será menor y así interferirá menos con el terminado.

La colocación en el arco generalmente se realiza colocando el concreto en la corona con una tubería de 15 a 20 cm de diámetro, desde una bomba de concreto o cañón de aire. Después que el con-

creto ha sido colocado en cantidad suficiente para sumergir la terminal del tubo de descarga, ya fluirá alternadamente hacia abajo avanzando sobre las pendientes de las paredes laterales. A menos que el tubo de entrega esté recubierto por lo menos con 1.5 a 3 m en la corona, el arco no se llenará.

Inmediatamente después de que la terminal de la línea de descarga está bien colocada dentro del concreto del arco, el rendimiento de la bomba de concreto y de la mayoría de los cañones de aire, es prácticamente el mismo en cuanto se refiere a terminación. Sin embargo, debido a la invariable alta velocidad de descarga, cuando se usa el cañón de aire hay un tremendo impacto y una separación considerable al principio de cada longitud taponada de revestimiento del túnel. Por esta razón el cañón de aire se usa menos para el revestimiento de túneles que la bomba, la cual descarga el concreto lentamente y sin separación.

Los moldes para el arco y el revestimiento de las paredes laterales, deberán tener aberturas amplias a través de las cuales el concreto pueda ser trabajado e inspeccionado a medida que se mueve a su lugar. Los vibradores de flecha flexible del tipo de inmersión, se han usado con grandes ventajas a través de las puertas laterales. La vibración sobre las puertas laterales debe obtenerse sistemáticamente con vibradores de alta velocidad, sujetos rigidamente a los moldes en contra de la pendiente de concreto que avanza. Solamente manteniendo una vigilancia constante en la corona, a través de las aberturas, puede controlarse la operación y moverse el tubo de descarga de manera que se obtenga el relleno más completo del arco.

La bomba de concreto o la banda transportadora son probablemente más satisfactorias para la distribución sin segregación del concreto de la plantilla. La sección transversal de la plantilla suele estar curvada de acuerdo con una forma especificada. La mejor manera de mantener esa forma y al mismo tiempo obtener buena consolidación por vibración de las partes más altas, a lo largo de los lados, es usar un molde deslizante pesado y con lastre, por lo menos mientras la plantilla es ancha, según se muestra en la Fig. 5.12. El molde deslizante se mueve hacia adelante mediante poleas, a medida que el concreto se coloca y se vibra adelante del molde.

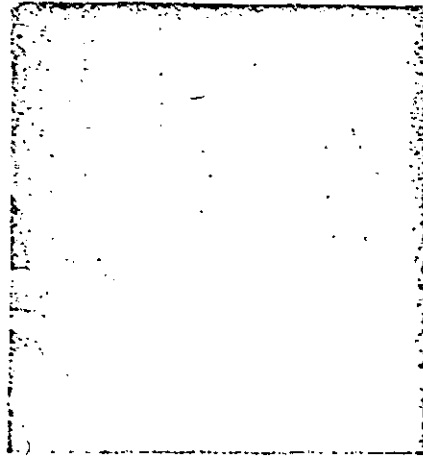


FIG. 5.12. Colocación del concreto por medio de formas deslizantes en la sección invertida del túnel de salida de la presa Long Lake.

Para colocación a mano y para colocación con las máquinas más ligeras, en donde el concreto es distribuido mediante cerchas desde la base hasta la parte alta de la pendiente, la consistencia debe ser tal que el concreto apenas pueda mantenerse en la pendiente. Un revenimiento correcto puede ser de 5 a 7½ cm. Con estos métodos de colocación, el uso de concreto más seco puede resultar en un mal comportamiento alrededor del refuerzo, y en superficies cacarizas en la parte inferior de la lona. Para las máquinas más pesadas que operan longitudinalmente y están provistas de moldes deslizantes, los mejores resultados se obtienen con un revenimiento alrededor de 5 cm. El control rígido de la consistencia y de la trabajabilidad es importante, ya que una variación de 2.5 cm de revenimiento puede descomponer los ajustes de operación ya establecidos, e interferir con el avance y calidad del trabajo.

El concreto para revestimiento de canales debe tener suficiente arena bien graduada, para asegurar un acabado bueno con el tratamiento mínimo especificado; debe evitarse el uso de más arena de la necesaria. Otro factor que mejora notablemente las propiedades de terminación del concreto es una reducción de la gravilla (¾" a 1") de la mezcla alrededor de 5%; esta reducción sólo es posible cuando la gravilla se pesa por separado.

El tamaño máximo del agregado normalmente no debe ser mayor que la mitad del espesor del revestimiento, aun cuando se han obtenido buenos resultados con agregado de 1½" en revestimiento de 6.25 cm, y con agregado de 1½" en revestimientos de 5 cm. Ya que la consolidación del concreto debajo del refuerzo no implica escurrimiento lateral de importancia debajo del acero, sino más bien un acercamiento desde ambos lados, no se justifica una disminución en el tamaño máximo debido al refuerzo. La consolidación adecuada depende principalmente de la mezcla, consistencia y procedimiento de colocación.

Cuando el revestimiento tiene refuerzo, la consolidación del concreto es difícil e incierta a menos que el acero se sujete firmemente en su posición adecuada a la mitad de la losa y que no se le permita curvarse por su propio peso durante la operación del colado. Esto no es fácil de lograr, y muchas muestras obtenidas con perforadora de concreto y otros exámenes muestran que con frecuencia el acero está mucho más bajo de lo que debiera. Cuando se curva durante la colocación del concreto, hay mala consolidación bajo el acero, y en consecuencia, el acero queda descubierto y se corroe.

La preparación de la subrasante debe realizarse con suficiente tiempo para evitar retraso en las operaciones de revestimiento ya que suelen tener un efecto adverso en la cantidad de revestimiento. Al colocar el concreto, la subrasante debe estar completamente húmeda (pero no lodosa) en una profundidad de unos 15 cm.

Los métodos de colocación varían desde el método manual usado comúnmente en canales pequeños, hasta la máquina de moldes deslizantes de operación longitudinal.

Cuando se construyen a mano, los revestimientos más grandes se colocan en tableros alternados, para facilitar las operaciones de colado, terminación y curado. También puede haber alguna reduc-

5.6.5. *Revestimiento de canales.* El concreto para revestimiento de canales debe ser plástico para una buena consolidación y suficientemente rígido para mantenerse en su lugar en las pendientes.

ción en el agrietamiento general por contracción si se deja pasar suficiente tiempo antes de colar los tableros intermedios. En este método, es mejor colocar primero las losas inferiores, para proporcionar soporte a la parte inferior de los tableros laterales. Los tableros se construyen utilizando cerchas que se mueven hacia arriba de la pendiente.

Las máquinas para revestimiento de canales con moldes deslizantes, que se usan en canales grandes, se ilustran en la Fig. 5.13. Una estructura que desliza sobre rieles colocados en los bordes del



Fig. 5.13. Máquina para revestimientos con canales de caída.

canal soporta la plataforma de trabajo, la placa de distribución o los tubos de caída, el paso de abastecimiento a los comportamientos, el tubo vibrador en la base del paso y el molde deslizante. Este es una placa de acero, curvada hacia arriba en la orilla de ataque, que se extiende a lo largo de la parte baja y hacia arriba en los lados del canal, con una forma adecuada para adaptarse a la superficie terminada.

Las juntas de contracción transversales, en los revestimientos de canales, se hacen cortando ranuras en la parte superior de la losa mientras el concreto está todavía plástico. Las grietas de contracción quedarán limitadas principalmente a las ranuras. Las ranuras transversales están espaciadas de 3 a 4.5 m. La profundidad de la ranura deberá ser de aproximadamente un tercio del espesor de la losa.

En las instalaciones normales para revestimiento de canales, las ranuras quedan abiertas. Sin embargo, si se desea una gran impermeabilidad, principalmente cuando se conduce agua potable, las ranuras deben rellenarse con pasta antes de aplicar un compuesto sellador. El relleno de pasta usado por el Bureau es un material aplicado en frío del tipo de fraguado interno, que se mezcla en la obra en proporciones determinadas de dos componentes formados por un flux de aceite fluido y un compuesto seco de asfalto en polvo y relleno mineral. La pasta recién mezclada fragua en pocas horas mediante la absorción de flux de aceite por el asfalto en polvo.

5.6.6. *Vibradores.* El propósito de la consolidación del concreto es la eliminación, en el mayor grado que sea práctico, de los huecos dentro del concreto. Cuando el concreto está bien consolidado no tiene bolsas de roca ni burbujas de aire atrapado, y está en contacto con los moldes, refuerzo y otras partes recubiertas.

Las especificaciones deberían indicar que el concreto se consolide con vibradores del tipo de inmersión operados eléctrica o neumáticamente, a velocidades no menores de 7,000 revoluciones por minuto, para cabezas vibratoras menores de 10 cm de diámetro y no menos de 6,000 revoluciones por minuto para cabezas vibratoras con diámetro de 10 cm o más, cuando estén sumergidos en el concreto. Para trabajos inaccesibles a los vibradores del tipo de inmersión, como por ejemplo tubos de concreto precolado y partes del revestimiento de túneles, los vibradores sujetos a los moldes producen buena consolidación si se operan a velocidades mayores de 8,000 revoluciones por minuto.

El vibrador del tipo de inmersión debe introducirse verticalmente en puntos separados de 45 cm a 75 cm, y sacarse lentamente. Sin embargo, en concreto de poca profundidad o inaccesible, se obtiene algo de consolidación usando el vibrador en una posición inclinada u horizontal. Periodos de vibración de 5 a 15 segundos son generalmente suficientes.

Debe vibrarse la altura completa de cada nueva capa de concreto, y procurar que el vibrador penetre varias pulgadas dentro de la capa inferior, para asegurar una unión completa de las capas.

Cuando el revestimiento del concreto es tan bajo como sea práctico para su colocación usando vibración, hay poca probabilidad de sobrevibración; la experiencia indica que los resultados perjudiciales se producen con mayor frecuencia debido a la falta de vibración que a la sobrevibración. Por lo tanto, algunas veces se requiere más vibración para reducir la cantidad de aire atrapado y el número de burbujas superficiales, que para eliminar las bolsas de roca. Si la vibración requerida produce una reducción perjudicial en la cantidad de aire incluido, debe usarse mayor cantidad de agente inclusor de aire.

La vibración puede realizarse por vibradores del tipo de inmersión, mediante la vibración de los moldes o por la transmisión de la vibración de los moldes o por la transmisión de la vibración a través del sistema de refuerzo. Los prejuicios respecto al uso del último método son infundados, ya que una observación extensa ha demostrado que no hay ningún caso en el cual los daños del concreto puedan atribuirse a esta causa.

La revibración podría usarse más ampliamente para eliminar las grietas de asentamiento y los efectos internos del sangrado, y también como ayuda para hacer reparaciones del concreto impermeable, en paredes y otras estructuras.

No debería haber dificultad debido a las juntas frías si se utilizaran en forma completa las ventajas de la vibración y de la revibración. Si la capa inferior de concreto todavía responde a la revibración, el vibrador debe dejarse penetrar en dicha capa cada vez que penetre en el concreto nuevo. Si se sigue este procedimiento, a

un espaciamiento cercano y sistemático, el concreto de la junta quedará monolítico. Cuando el concreto de la capa inferior es demasiado duro para la revibración, pero todavía es concreto fresco, una vibración completa cercana al área de contacto resultará en una buena adherencia.

5.7. Acabado

El tipo de acabado especificado para una superficie de concreto se determina por la apariencia que se pretenda, y la tersura y densidad superficial requeridas. Los tipos de superficies terminadas se describen en la parte relativa a especificaciones para trabajos de concreto.

El concreto que contiene superficies expuestas no moldeadas, deberá contener suficiente mortero para evitar un aplanado excesivo. Si la mezcla es húmeda y muy arenosa, se llevará a la superficie un exceso de agua y material fino, resultando una capa de mortero de menor calidad con una alta relación agua-cemento y una tendencia a desmoronarse, agrietarse, romperse y separarse de la masa inferior. El trabajado de la superficie, en las diferentes operaciones de acabado, deberá ser el mínimo necesario. En áreas donde el agua se ha acumulado, deberá prohibirse el uso de cualquier herramienta de acabado; la operación sobre tales áreas deberá demorarse hasta que el agua haya sido absorbida, evaporada o removida por drenaje, limpiada con estropajo, removida con un circuito de manguera u otros medios.

Las superficies no moldeadas que estarán expuestas al medio ambiente y que normalmente sean horizontales, deberán tener una pendiente para drenaje. En las superficies estrechas, tales como las partes altas de los muros y orillas de banquetas, suele darse una pendiente de 1 cm. por cada 30 cm de espesor; en las superficies extensas tales como banquetas, vías de rodamiento, plataformas y cubiertas, se deja una pendiente de 6 mm por cada 30 cm, aproximadamente.

El aplanado con cuchara metálica no deberá interrumpirse hasta después de que la película húmeda y brillante haya desaparecido de la superficie aplanada, y que el concreto haya endurecido lo suficiente para evitar un exceso de material fino y agua en la superficie que está siendo trabajada. Un allanado excesivo, y particularmente si éste es deficiente, tiende a producir cuarteaduras y carece de durabilidad. Además una demora en el allanado da como resultado una superficie dura para el acabado adecuado. El aplanado con herramienta de acero se hace con una presión firme que aplane y alise la superficie arenosa dejada por la plana. De igual manera deberá producir una superficie libre de manchas, ondulaciones y marcas de paso.

Una superficie de textura fina no resbalosa se obtendrá aplicando un acabado de zuncho o espiral ligeros inmediatamente después del primer aplanado normal. Esto consiste en aplanar levemente sobre la superficie, con un movimiento circular, conservando la plana sobre la superficie del concreto.

Donde se requiere un "acabado duro con llana" como un acabado especial que requiera una resistencia adicional al uso, el aplanado normal será nuevamente aplanado después que la superficie ha endurecido y tenga una apariencia brillante.

5.8. Enfriamiento

Debido a la rápida velocidad de colocación del concreto en masa, obtenida por los métodos modernos de construcción, el calor de hidratación del cemento no puede escapar de las estructuras masivas tan rápidamente como es generado. La elevación de temperatura se alivia por el enfriamiento y la contracción resultante. Las grietas por contracción son controladas por juntas entre cada bloque de concreto las cuales se inyectan después que el concreto ha enfriado y termina la contracción, instalándose sellos de metal y hule a través de estas juntas, sobre la cara aguas arriba, para asegurar la impermeabilidad.

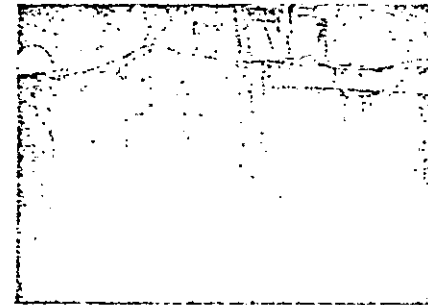


Fig. 5.14. Segregación de guijarros en el concreto fresco.

La magnitud de los esfuerzos térmicos potenciales depende de la diferencia de entre las temperaturas máxima y última (normal) del concreto. Esta diferencia puede reducirse pre-enfriando los materiales del concreto o post-enfriando el concreto ya colocado.

El pre-enfriado del concreto puede ejecutarse en varias formas. El agregado grueso puede ser rociado con agua, enfriado con aire refrigerado, o inundado con agua de río o refrigerada. La arena y el cemento pueden ser enfriados en un equipo especial que consiste en un cambiador de calor, en el cual el agua fría circula a través del interior y alrededor de la periferia de un dispositivo del tipo de tornillo que conduce al cemento y la arena. Puede usarse en la mezcla agua refrigerada y hielo. El pre-enfriado del concreto permite usar más bajos contenidos de cemento y agua, o si se mantiene la relación agua-cemento se produce un concreto de alta resistencia y durabilidad a edades tardías.

El post-enfriamiento del concreto, en el lugar, generalmente se hace circulando agua fría a través de tubos colocados sobre el piso de cada nueva levantada de concreto (Fig. 5.14) utilizando esta técnica con cemento de bajo calor, la elevación total de la temperatura del concreto frecuentemente puede limitarse a cerca de 14° C.

5.9. Curado

El contenido de agua del concreto fresco es considerablemente mayor que el necesario para la hidratación del cemento. Sin embar-

go, después del fraguado inicial, se pierde una cantidad apreciable de esta agua, por evaporación u otra forma, retardando o evitando la completa hidratación. El objeto del curado es evitar o compensar la pérdida de humedad necesaria, durante la temprana y relativamente rápida etapa de hidratación. El procedimiento usual para hacer esto, es conservar la superficie expuesta continuamente húmeda por medio de rociado o estancado; cubriéndola con tierra, arena o costales mantenidos en condiciones húmedas, o bien pintando la superficie del concreto con una membrana de curado. El concreto precolado o el concreto colocado en medio frío, se conserva húmedo por medio de vapor en cuartos cerrados. Este procedimiento es conocido como "curado húmedo". Deberá evitarse el secado a edad temprana o de lo contrario el concreto no alcanzará su calidad potencial.

En tiempo caliente, seco y con viento, las orillas, esquinas y superficies se secan más rápidamente. Si estas porciones se protegen del secado, y desarrollan completamente su dureza y calidad, las partes interiores del concreto habrán sido curadas adecuadamente.

El curado húmedo, en que el concreto se protege del sol, es menos susceptible a interrumpirse por períodos de secado y por lo tanto tiende a ser más efectivo que el rociado de las superficies expuestas del concreto. Los costales mojados en contacto con el concreto son excelentes para este propósito; no solamente conservan el concreto en la sombra sino que además mantienen la humedad necesaria para un buen curado húmedo. Los moldes de madera, dejados en el lugar, dan una buena protección contra el sol, pero no mantienen en el concreto la humedad suficiente para ser un método de curado húmedo aceptable.

Bajo ciertas condiciones, es deseable curar el concreto aplicando a las superficies expuestas, inmediatamente después de ser removidos los moldes, un compuesto sellador diseñado para restringir la evaporación del agua de la mezcla. Este compuesto consiste en granos finos, pigmentados de blanco, de alta calidad encubridora, dispersados en un vehículo de aceites, ceras o resinas y un solvente. Se prepara mezclándolo y no deberá adelgazarse o alterarse su composición en la obra.

Cuando se aplica a superficies razonablemente lisas, con el rendimiento máximo especificado de 14 m² por galón, la cubierta del componente pigmentado de blanco presenta una apariencia blanca uniforme y efectivamente esconde el color natural del concreto. Esta cubierta blanca refleja una cantidad considerable del calor, el cual se absorbería si el concreto no estuviera tratado o si fuera cubierto con los componentes claros u oscuros normalmente usados. En medios calurosos el descenso de la temperatura puede ser hasta de 22° C. Esta temperatura más baja y uniforme reduce materialmente las grietas causadas por la expansión y contracción térmicas.

Como el componente pigmentado de blanco frecuentemente desarrolla una apariencia moteada, a través de su uso durante los 28 días del período de curado, su uso algunas veces es objetable sobre las superficies externas de estructuras expuestas a la observación del público. Para curar tales superficies, el Bureau ha especi-

ficado ahora componentes pigmentados de gris, que es el que más se parece al color del concreto y por lo tanto presenta una mejor apariencia en las edades de exposición tardías. El componente gris tiene el mismo vehículo que el blanco, pero tiene menos poder de reflexión del calor, y solamente deberá usarse cuando la apariencia del concreto sea importante.

Rara vez es necesario completar el curado mediante compuesto sellador con curado húmedo preliminar. Como ejemplo, en un proyecto de revestimiento de canal se presentaron considerables grietas horizontales en las pendientes laterales de ciertas secciones; mediante el empleo de 24 horas de curado húmedo antes de aplicar el compuesto sellador, este agrietamiento se eliminó en su mayor parte.

El compuesto sellador se aplica mediante aspersión. Es importante que el concreto moldeado esté bien saturado en el momento de aplicar dicho compuesto; inmediatamente después de quitar los moldes, las superficies deben humedecerse con un rociado de agua ligero, continuándose el procedimiento hasta que ya no absorban más agua. El compuesto debe aplicarse tan pronto como la película de humedad haya desaparecido y mientras la superficie está todavía húmeda.

5.10. Protección

Las temperaturas templadas favorecen la alta calidad del concreto; deben evitarse tanto temperaturas altas (arriba de 33° C) como temperaturas bajas (menores de 5° C) en climas de congelación.

5.10.1. *Protección en tiempo de calor.* Entre los varios procedimientos para bajar la temperatura del concreto durante el mezclado, hay dos que también ayudan a mantener bajas temperaturas después que el concreto deja la mezcladora; estos son: trabajar durante la noche y trabajar a cubierto. En tiempo caluroso, las tuberías largas y a la intemperie para concreto moldeado deben cubrirse con tela de costal húmeda, recubiertas con pintura blanca o encaladas. Parte de la objeción para colocar concreto en tiempo excesivamente caluroso, es la necesidad de mezclas más ricas ocasionadas por las consistencias más húmedas, que se requieren para corregir la excesiva pérdida de revenimiento.

Aun cuando el cuidado de los requisitos de curado siempre es importante, en tiempo caluroso debe tenerse especial cuidado debido al mayor peligro de rotura y agrietamiento. Temperaturas altas con baja humedad hacen que las superficies rociadas se sequen más pronto y requieran aspersión más frecuente; por lo tanto, el uso de tela de costal húmeda y otros medios para retener la humedad durante mayores períodos son necesarios. La eficiencia de los compuestos selladores se reduce en tiempo caliente, y en esas épocas es aconsejable proporcionar un curado húmedo adicional.

5.10.2. *Protección en tiempo frío.* El principal problema para la fabricación de concreto en invierno, es mantener el concreto recién colado a una temperatura que permita el desarrollo de resistencia y durabilidad adecuadas. El concreto debe también conservarse húmedo, ya sea añadiendo agua o sellando el agua de mezclado. La protección debe iniciarse tan pronto como la superficie de concreto se haya nivelado y terminado. El trabajo plano que requiera un acabado con llana o con cuchara metálica, debe colocarse tan seco como sea posible para permitir el acabado en cuanto se haya logrado la nivelación.

Las bajas temperaturas de curado, con el resultante aumento de resistencia en forma lenta, retrasan el tiempo para retirar los moldes con seguridad. Si los moldes se quitan antes de que se haya adquirido suficiente resistencia para soportar el peso de la estructura y para resistir las fuerzas impuestas por las operaciones de descimbrado y cargas posteriores del concreto adyacente o rellenos de material, pueden originarse daños que requieran reparaciones costosas.

Tomando en cuenta que el descimbrado a temprana edad es generalmente de mucha importancia, para operaciones de construcción económicas, es necesario proporcionar medios para poder remover las formas a temprana edad, calentando el concreto o protegiéndolo contra la pérdida de calor generado por la hidratación del cemento.

La Fig. 5.15 muestra que tres días de curado húmedo, a 10°C en concreto con aire incluido que contiene 1% de cloruro de calcio, producen resistencias de ruptura y resistencias a congelación y deshielo adecuadas para permitir el descimbrado de paredes, barriles, cajas, pisos, vigas, columnas y estructuras similares.

El cubrir el concreto con lona u otros materiales y calentarlo mediante braceros o estufas de diferentes tipos, generalmente resulta caro y algunas veces inefectivo. Estos métodos pueden ser perjudiciales al concreto y son peligrosos debido a la posibilidad de fuego. El vapor vivo que actúa bajo un lienzo o una cubierta de Sisalkraft permite una protección y curado ideales, pero también es

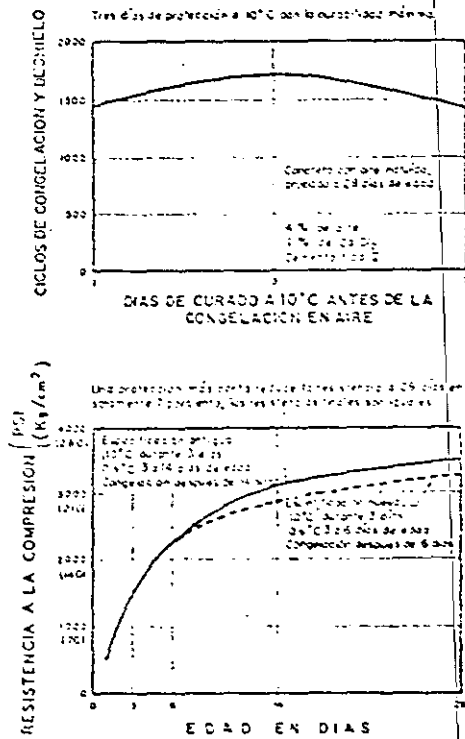


Fig. 5.15. Efecto de la temperatura de curado en la resistencia y durabilidad de un concreto con 1% de CaCl₂ en peso del cemento.

caro. Estas dificultades han disminuido mucho la cantidad de concreto que se coloca durante el invierno.

La posibilidad práctica de usar materiales aislantes en los moldes y en las superficies no moldeadas, para retener el calor y la humedad en el concreto colocado durante clima de congelación, ha sido establecido a partir de la experiencia de varios proyectos del Bureau of Reclamation. Los materiales aislantes que se han usado con éxito incluyen fibra de vidrio, cubiertas de lana mineral y placas fibrosas de madera.

Las cubiertas de fibra de vidrio se usaron para proteger el concreto en la presa Kirwin y estructuras auxiliares, durante el invierno de 1953-54, en el Estado de Kansas. Las cubiertas se compraron a un precio de 0.1147 Dls. por pie cuadrado. Tenían 3 m de ancho, 7.5 m de longitud, una pulgada de espesor y pesaban 27 Kg por cubierta. Las cubiertas estaban compuestas por una capa de una pulgada de fibra de vidrio dentro de una cubierta, resistente al intemperismo, de papel reforzado Sisalkraft. El peso ligero de los rollos permite un manejo conveniente. Un trabajador puede llevar un rollo hasta el lugar donde se está colocando el concreto y cubrir la parte superior a medida que las operaciones de colocación avanzan. Las cubiertas se aplicaron a las paredes y bloques grandes. Cuando se aplicaban a los moldes, las cubiertas se cortaron de acuerdo con el espaciamiento de los separadores y se aseguraron entre los separadores a la cubierta exterior mediante tiras de madera de 2.5 x 5 cm colocadas a lo largo de las orillas del aislamiento y clavadas en los moldes. La parte superior de las paredes se protegió colocando una tira de cubierta sobre la superficie del concreto, y asegurando la tira a los lados de los moldes ya sea mediante tachuelas o aplicando lastrado con tablas.

VI. ESPECIFICACIONES PARA CONCRETO Y MATERIALES DEL CONCRETO

Especificaciones guía

6.1. Generalidades

La preparación de especificaciones en el Bureau of Reclamation se logra, la mayor parte de las veces, mediante el uso de lo que generalmente se conoce como *especificaciones guía*. Las *especificaciones guía* consisten de párrafos típicos de especificaciones para concreto tal como se usan en el Bureau. No son "especificaciones estándar", pues éstas suelen tener la forma de especificaciones terminadas. Las especificaciones guía, al completarse, son únicamente la parte de una especificación que pertenece a los requisitos para partes específicas de la construcción involucrada y, en este caso, a los requisitos técnicos para concreto y materiales para concreto.

6.2. Uso

Mediante adiciones, cancelaciones y alteraciones, un conjunto de especificaciones guía puede alterarse para trabajos de construcción específicos del Bureau. Para algunas obras, especialmente para presas de concreto en masa, son necesarias adiciones y alteraciones muy considerables.

6.3. Revisiones

Con objeto de mantener al día las especificaciones guía, éstas son revisadas periódicamente por si hay necesidad de efectuar algún cambio en los requerimientos contenidos en ellas. Una vez revisadas se proporcionan copias a las oficinas del Bureau encargadas de la preparación de especificaciones.

6.4. Referencias al Manual de Concreto

En las especificaciones de construcción se citan algunas partes del Manual de Concreto del Bureau. Cuando se hace referencia directa al Manual, las partes citadas forman parte de las especificaciones. El Manual de Concreto no deberá considerarse como un sustituto de las especificaciones aún cuando es la fuente más útil de

información, consejo e instrucciones, y en muchos casos cubre el material de las especificaciones. Las especificaciones del Bureau hacen referencia directa a muchos de los ensaves llamados "designaciones" en el Manual, el cual establece procedimientos aplicables al ensaye para determinar la aceptabilidad del concreto y de los materiales del concreto. También citamos las instrucciones del Manual que cubren las reparaciones del concreto y los métodos de aplicación de compuestos sellantes para el curado.

Las especificaciones guía del concreto consisten principalmente en numerosos párrafos que cubren los diversos requisitos del mismo y de los materiales de éste.

6.5. Abarque

El Bureau tiene diversas especificaciones guía relativas al concreto, como las referentes a tubos a presión, acabados en pisos de concreto, y formas para precolados de concreto (para construcciones de plantas eléctricas). También ha escrito en forma breve los párrafos que cubren los requisitos del concreto para obras pequeñas (aproximadamente menores de 200 yardas cúbicas de concreto), tales como construcción de casas, subestaciones, cimientos y cimentaciones de edificios pequeños.

6.5.1. *Composición.* Las especificaciones del Bureau no acostumbra detallar las proporciones de la mezcla, ni la resistencia requerida en el concreto. La determinación de las proporciones exactas de la mezcla se deja generalmente a los ingenieros de campo; sin embargo, en muchos casos, especialmente en obras muy grandes, se proporcionan por separado de las especificaciones los datos de la mezcla, mezclas iniciales y otras informaciones pertinentes a través del Laboratorio Central de Concreto. Es costumbre en el Bureau especificar la relación máxima agua-cemento y el revenimiento máximo; esto puede hacerse debido a que el cemento se pagó por separado y a que la mezcla se proporciona para una resistencia dada. Sin embargo, en obras muy pequeñas se especifica el contenido mínimo de cemento y el revenimiento máximo.

En las especificaciones para presas grandes de concreto en masa, se suele incluir una tabla que proporciona las fluctuaciones previstas y los límites para las relaciones agua-cemento o agua-cemento + puzolana, contenido de cemento, contenido de puzolana (como porcentaje en peso de los materiales cementantes) y los porcentajes de arena y de cada tamaño de agregado grueso. Las fluctuaciones se incluyen principalmente para beneficio de los concursantes en la determinación de su oferta.

En muchos de los trabajos del Bureau existe la oportunidad de experimentar con las mezclas antes de comenzar el trabajo principal, ya sea en el laboratorio o en trabajos menores diversos. Si esto no es posible, al inicio de la construcción puede usarse una mezcla cuidadosamente seleccionada, basada en la experiencia, datos de proyectos previos y en el Manual de Concreto, ajustándola poste-

riormente según sea necesario para obtener los mejores resultados posibles.

Las relaciones máximas agua-cemento especificadas son, para todos los fines prácticos, las mismas que contiene la Tabla 15 del Manual de Concreto. En general, se especifica una relación agua-cemento máxima de 0.53, en peso, para concreto expuesto a climas severos (amplias variaciones de temperatura y periodos largos de congelación y deshielo), y un máximo de 0.60 para el concreto que será rellenado o protegido de los elementos de alguna otra forma. En climas moderados se especifica una relación agua-cemento de 0.60, en peso.

Para concreto en masa que contiene agregado de 6", concreto en losas horizontales o casi horizontales y para concreto en la parte superior de muros, pilas, parapetos y guarniciones, se requiere un revenimiento máximo de 5 cm. En este último caso el bajo revenimiento se especifica para aumentar la durabilidad del concreto que normalmente está sujeto a ciclos severos de humedecido y secado, y para compensar la ganancia de agua durante la colocación. Se especifica un revenimiento máximo de 10 cm para el concreto que va a ser colocado en la bóveda y paredes laterales en revestimiento de túneles, con el objeto de facilitar la colocación y evitar la formación de vacíos alrededor del refuerzo. Para cualquier otro tipo de concreto se acostumbra un revenimiento máximo de 8 cm.

6.5.2. *Cementos.* Las especificaciones de construcción del Bureau requieren que al recibir las ofertas, el contratista proporcione y use cemento portland de acuerdo con las últimas especificaciones Federales de cemento portland vigentes. De los cinco tipos básicos de cemento (I, II, III, IV y V), el tipo II se ha especificado y empleado en la mayor parte de los trabajos del Bureau. Además de determinar el tipo de cemento que debe emplearse, se especifica que sea de bajo contenido de álcalis cuando sea necesario. En el Oeste de los Estados Unidos, los agregados suelen ser reactivos, por lo que se recomienda usar cementos de bajo contenido de álcalis para prevenir la expansión destructiva que resulta de la reacción alcali-agregados (reacción entre los agregados reactivos y los álcalis en el cemento).

Por un cemento de bajo contenido de álcalis se entiende aquel en el que los álcalis (Na_2O y K_2O) representan el 0.60% o menos, al ser determinados por la fórmula: porcentaje de Na_2O más 0.655 veces el porcentaje de K_2O . El término "bajo contenido de álcalis" no deberá confundirse con el término "resistente a los sulfatos".

Los cementos tipo II y V tienen una resistencia a los sulfatos moderada y eficaz, respectivamente; por esta razón pueden emplearse para resistir las condiciones de álcalis (sulfatos solubles de sodio, magnesio y calcio), en los suelos o aguas freáticas. El tipo a usarse dependerá de la severidad de las condiciones de sulfatos involucradas. Por otro lado, los cementos de bajo contenido de álcalis se emplean para prevenir la reacción alcali-agregados.

La mayor parte de los cementos portland proporcionados para los trabajos del Bureau of Reclamation se ensayan y se reservan en

silos para uso exclusivo del gobierno. El National Bureau of Standards lleva a cabo todas las pruebas de aceptación rutinarias para el Bureau of Reclamation, pruebas que, excepto la de fraguado falso, se hacen con muestras tomadas al llenarse los silos. El embarque del cemento no se permite hasta comprobar que llena los requisitos de las especificaciones.

Durante muchos años, el Bureau ha tenido dificultades en varias obras debido a que el cemento presentaba características de fraguado falso, por lo cual ha aplicado la limitación para fraguado falso contenida en las especificaciones Federales para cemento portland. Aún más, requiere que la prueba de fraguado falso se lleve a cabo en muestras formadas durante el embarque, preferentemente a muestras tomadas al llenar los silos de la compañía, ya que en varias ocasiones cementos que presentaban características de fraguado falso, lo han desarrollado después de salir del silo. De ahí proviene la insistencia en llevar a cabo dicha prueba en el último momento en que aún se encuentra en posesión de la compañía surtidora de cemento.

En obras pequeñas en que el volumen de concreto es menor de 150 m³ las especificaciones de construcción permiten que el cemento se acepte bajo certificación del fabricante, acompañada del reporte de pruebas del molino.

6.5.3. *Puzolanas.* La puzolana se especifica y emplea en los trabajos de construcción del Bureau que involucran concreto en masa, especialmente presas de concreto en masa, para prevenir expansiones indeseables debidas a la reacción alcali-agregados, para aumentar la impermeabilidad y trabajabilidad y para obtener un ahorro en el costo de los materiales cementantes.

En las especificaciones del Bureau las puzolanas se definen como *un material silíceo o silíceo y aluminoso, que en sí mismo posee muy poco o ningún valor cementante, pero que finalmente dividido, combinado con cemento portland, y en presencia de humedad, reacciona químicamente con el hidróxido de calcio a temperaturas ordinarias para formar compuestos que poseen propiedades cementantes.* Las especificaciones para puzolanas desarrolladas por el Bureau, permiten el uso de puzolanas naturales, tales como tierras diatomáceas, sílices y esquistos opalinos, tobas y cenizas volcánicas o pumicitas, muchas de las cuales requerirán calcinación y/o molienda para llenar los requisitos especificados. También permiten el uso de fly ash (referido con frecuencia como una puzolana artificial) que es una ceniza fina precipitada de los gases en las chimeneas de ciertos tipos de hornos que usan el carbón como combustible. Las mencionadas especificaciones solicitan que la puzolana llene ciertos requisitos químicos, físicos y de reactividad. Debe ser muestreada y ensayada por el Gobierno.

Las pruebas se llevan a cabo ya sea en el National Bureau of Standards o en los laboratorios del Bureau of Reclamation, dependiendo de la localización de la fuente de suministro, de los costos relativos de ensaye y del tiempo necesario para completar las pruebas.

6.5.4. *Aditivos.* Las especificaciones del Bureau solicitan el empleo de un agente inclusor de aire para todos los concretos, agregado a la mezcladora mediante un dosificador mecánico para llevar un control estrecho del porcentaje de aire incluido. La cantidad de éste depende del tamaño máximo del agregado a emplearse. El agente usado debe llenar los requisitos especificados por la ASTM. El Bureau no especifica ni emplea cementos inclusores de aire.

Estas especificaciones también exigen que el contratista use 1% de cloruro de calcio (en peso del cemento) en el concreto, cuando la temperatura media diaria en el sitio de la obra es menor de 4.5° C. Sin embargo, no se permite su empleo en un concreto que contiene cemento tipo V, ya que el cloruro de calcio reduce la resistencia del concreto al ataque de los sulfatos. El uso del cloruro de calcio en otras condiciones, no está permitido por las especificaciones excepto mediante una aprobación por escrito.

En concretos y morteros en los que no se desee contracción, para asegurar un llenado completo, se especifica el uso del polvo de aluminio; cuando se emplea en la proporción correcta, producirá una expansión suficiente para obtener una junta ajustada. El concreto que contiene polvo de aluminio deberá estar suficientemente conformado para confinar o restringir la expansión causada por él. No se permite que el polvo contenga agentes de pulido, tales como esteratos; palmitatos o ácidos con grasa. De emplearse, debe ser premezclado, antes de introducirse en la mezcladora, en la proporción de una parte de dicho polvo a cincuenta partes de cemento portland. Solamente una pequeña cantidad del material mezclado se usa en la mezcla, y esta cantidad variará dependiendo de que se emplee en un concreto o mortero, así como de la temperatura de uno u otro. Por ejemplo, para un concreto a 25° C serían necesarios 126 g de mezcla por saco de cemento; mientras que para un concreto con una temperatura de 4.5° C se necesitarían 195 g por saco de cemento.

6.5.5. *Agregados para concreto.* Las especificaciones del Bureau permiten al contratista obtener los agregados de cualquier fuente aprobada. Las muestras de agregados de las fuentes propuestas se ensayan para determinar si son apropiados de acuerdo con los requisitos de calidad especificados, requisitos que incluyen limitaciones de densidad, sanidad y resistencia a la abrasión. Los agregados deben ser separados en arena y en cada uno de los tamaños de agregado grueso especificados.

La arena debe encontrarse dentro de límites especificados para cada tamaño en la forma siguiente:

Malla N°	Por ciento retenido individual en peso
4	0 a 5
8	5 a 15
16	10 a 25
30	10 a 30
50	15 a 25
100	12 a 20
charola	3 a 7

Al contratista le es permitido aumentar los porcentajes individuales de material retenido en la malla N° 8 al 20% si el porcentaje retenido en la malla N° 16 es 20% o menos. También para concreto en revestimiento de canales las especificaciones limitan el porcentaje individual que pasa la malla N° 50, y en la N° 100 se retiene a un mínimo de 15%. Los límites de graduación individual se emplean para evitar granulometrías estrechas.

Para los trabajos del Bureau, el agregado grueso normalmente se separa en los siguientes tamaños: 1/8" a 1/4", 1/4" a 1 1/2", 1 1/2" a 3" y 3" a 6", dependiendo el tamaño máximo específico del tipo de construcción, de la disponibilidad de agregados en los tamaños considerados deseables, de la cantidad de agregados necesarios y de otras consideraciones. El tamaño de 3" (1 1/2" a 3") se especifica normalmente sólo en el caso de trabajos en secciones gruesas de concreto tales como vertedores de concreto y obras de descarga de algunas presas de tierra. Los tamaños de agregados de 3" y de 6" se emplean en concreto en masa para presas. Para revestimientos de canales construidos con máquinas de revestimiento y donde el espesor de éste es de 3" o más, normalmente se especifican tres tamaños para el agregado grueso: 1/2", 3/4" y 1". Cuando el revestimiento va a colocarse con máquina y con espesor menor a 3", se especifican hoy en día dos tamaños: 3/8" y 1/2" a 1".

Para obras de gran importancia, las especificaciones requieren un cribado final de cada tamaño de agregado grueso en la planta de dosificación, montándose las cribas de acabado sobre la planta de dosificación o adyacentes a ésta. Hasta hace poco, el cribado final se especificaba para obras de más de 8,000 m³ de concreto; en el futuro, se propondrá cribado final de los agregados gruesos para cualquier obra de más de 4,000 m³. Para obras de menos de 8,000 m³, pero de más de 150 m³ el Bureau requería el cribado del agregado en los silos de dosificación sobre mallas estacionarias en pendiente con aberturas ranuradas de 1/8" en la dimensión más angosta. Sin embargo, para trabajos de menos de 4,000 m³, pero de más de 150 m³ de concreto, propone que en el futuro el agregado grueso sea cribado en los silos de dosificación en cribas vibratorias que tengan 1/8" en la dimensión menor, y permitiendo el uso de cribas estacionarias con pendientes sólo si la parte triturada del conjunto de agregados gruesos es menor que el 50% en peso y si el agregado es de buena calidad.

Cuando los agregados se ensayan en mallas de prueba para supratamaños e infratamaños especificadas (mallas significativas), las especificaciones del Bureau requieren que cada tamaño de agregado grueso, al dosificarse, se encuentre dentro de ciertas limitaciones de supratamaños e infratamaños. Los tamaños de las mallas de prueba son los siguientes:

Tamaño del agregado	Tamaño de la abertura cuadrada de la malla	
	Supratamaño	Infratamaño
3/8"	3/8"	N° 5
1 1/2"	1 1/2"	3/4"
3"	3"	1 1/2"
6"	7" u 8"	2 1/2"

Cuando se especifica el cribado final, el material que pasa la malla de prueba de infratamaños no debe ser mayor del 2% en peso. Cuando se usan mallas vibratorias para eliminar el tamaño menor de $\frac{1}{8}$ ", el material que pasa la malla de prueba de infratamaños no será mayor que el 3% en peso. En cualquier caso todo el material deberá pasar la malla de prueba de supratamaños.

6.5.6. Dosificación. Las especificaciones del Bureau no determinan el tipo o tamaño del equipo de dosificación que el contratista vaya a emplear. Este deberá proporcionar, mantener y operar el equipo que determine, y controlar con precisión la cantidad de cada ingrediente que interviene en el concreto, cantidad que, excepto el agua, se determinará por peso. La cantidad de agua puede fijarse pesando una medida volumétrica. El equipo de dosificación deberá estar construido y operado de tal forma que las imprecisiones combinadas en la alimentación y medición de los materiales no excedan de 1½% para el agua y el cemento y 2% para la arena y cada uno de los tamaños de agregado grueso. Las especificaciones permiten el peso acumulativo de los ingredientes secos siempre y cuando el cemento se pase en primer lugar. El equipo de pesadón deberá llenar las especificaciones Federales aplicables y tener una precisión dentro del 0.4% de la carga neta pesada. Las básculas y otros dispositivos de medición deberán chequearse periódicamente.

6.5.7. Mezclas. No se limita al contratista con respecto a tipo o tamaño de la mezcladora, pero se le exige que el Gobierno someta las mezcladoras a la prueba de eficiencia del Bureau (Designación 26, Manual de Concreto del Bureau of Reclamation, sexta edición), prueba que se lleva a cabo en el sitio de la obra y cualquiera que produzca resultados insatisfactorios deberá ser reparada efectiva y prontamente o reemplazada.

Los camiones mezcladores funcionarán de acuerdo con las especificaciones y su empleo estará restringido a que las mezcladoras y su operación permitan que el concreto a través de toda la revoltura mezclada y de revoltura a revoltura, posea consistencia y granulometría uniforme. No se permite que el concreto se retenga en los camiones mezcladores mayor tiempo del que haga necesario añadir agua a la mezcla para permitir una colocación satisfactoria.

Los métodos y equipo empleados para el transporte de concreto y el tiempo que transcurre durante el transporte deberán ser tales que las pérdidas de revenimiento desde la mezcladora hasta que el concreto es entregado en la obra no sean mayores de 2.5 cm.

6.5.8. Temperatura del concreto. Para cualquier concreto que no sea en masa, es la práctica del Bureau limitar la temperatura máxima de colocación a 32° C y la mínima a 4.5° C en un ambiente moderado, o a 10° C en un ambiente en el cual la temperatura media diaria es menor de 4.5° C. La temperatura máxima de colocación del concreto en cada trabajo específico dependerá de las necesidades para controlar el calor y la elevación de la temperatura. En la presa de Glen Canyon se determinó que la temperatura del concreto, al

colocarse, no debería ser mayor de 10° C para prevenir elevaciones excesivas de temperatura durante los tres primeros días después de la colocación.

6.5.9. Formas. El Bureau usa una combinación de letras y números para identificar y especificar los distintos tipos de acabados para superficies de concreto, y relaciona el tipo y los materiales de la forma a emplearse para distintos acabados. Básicamente las superficies de concreto se clasifican en superficies moldeadas y superficies no moldeadas que se designa por las letras F y U respectivamente. Estos dos tipos de superficies se clasifican usando números a continuación de las letras, en donde cada número designa un acabado diferente, que se define en los requisitos de "acabado y acabados". Los acabados de concreto para los cuales se requieren las formas se clasifican en F1, F2, F3, F4 y F5.

Los materiales usados para las formas del concreto deberán satisfacer los siguientes requisitos:

Acabado especificado de la superficie moldeada	Moldes de madera o con recubrimiento de madera	Moldes de acero, o con recubrimiento de acero
F1	Cualquier grado S2E.	Se permiten moldes de acero. Se permiten moldes con recubrimiento de acero.
F2	Tipo N° 2 común o de mejor clase, tablas ranuradas de pino, moldes de madera laminada o recubrimientos de madera laminada.	Se permiten moldes de acero. Se permiten moldes con recubrimiento de acero mediante aprobación previa.
F3	Tipo N° 2 común o de mejor clase, pino T&G, moldes de madera laminada o recubrimientos de madera laminada.	No se permiten moldes de acero. No se permiten moldes con recubrimiento de acero.
F4	Para superficies planas tipo N° 1 común o de mejor clase, pino T&G, tablas ranuradas o madera laminada. Para superficies alabeadas, madera que no tenga nudos ni otras imperfecciones y que puedan cortarse y doblarse con precisión a las curvaturas requeridas sin que se produzcan astillas o grietas.	No se permiten moldes de acero. No se permiten moldes con recubrimiento de acero.
F5	Recubrimientos de madera corriente (S1S2E).	No se permiten moldes de acero ni moldes con recubrimiento de acero.

"Moldes de acero" indican láminas de acero no soportadas por un respaldo de tablas de madera. "Recubrimiento de lámina" de acero indica láminas de acero delgadas soportadas por un respaldo de tablas de madera.

NOTA. Si se usa pino para los moldes de madera, la madera requerida debe ser pino ponderosa que cumpla las reglas de clasificación estándar de la Western Pine Association. Si se usa otra madera, la clasificación requerida debe ser equivalente a la especificada para pino. Si se usa madera laminada, debe emplearse grado B-B, para interiores, o de mejor clase, según se describe en la clasificación comercial de la Douglas Fir Plywood Association.

Cuando intervienen superficies F3, tales como las requeridas en superficies exteriores expuestas de plantas generadoras y de bombeo, las especificaciones generalmente permiten que las formas se construyan con o sin tiras para ranura en las juntas horizontales de construcción. De usarse, estas tiras deben espaciarse de manera que formen un dibujo continuo y uniforme de ranuras en toda la superficie expuesta. En caso contrario, las formas deben quitarse después que la capa de concreto haya endurecido, y hacer la nueva colocación para la siguiente capa de colado, traslapando los moldes no más de una pulgada en el concreto endurecido y apretándolos contra él, de manera que no se abran ni permitan salientes o pérdida de mortero en las juntas de construcción, cuando se inicie de nuevo la colocación del concreto.

Por algunos años, el Bureau permitió que el recubrimiento de concreto de los túneles circulares se colocara en una sola operación mediante bombeo, o colocando la plantilla separadamente utilizando métodos sin moldes y la parte del arco y las paredes laterales mediante bombeo, a juicio del contratista. Estudios recientes y comentarios de campo, han producido un cambio en los requisitos relativos a la colocación del concreto en una sola etapa, limitando este tipo de operaciones a túneles circulares con diámetro menor de 4 m. Para túneles con un diámetro de 4 m o mayor, se requiere que la parte inferior correspondiente a 65° se coloque sin moldes (mediante métodos que no utilicen moldes), y con ellos el arco y los lados.

Los moldes para recubrimiento de túneles menores de 4 m de diámetro, deben tener aberturas de tamaño grande en cada pared lateral y en la corona, a cada 2.5 m centro a centro, para permitir la supervisión, el vibrado y la inspección. Para túneles con diámetros mayores se requieren dos líneas de aberturas en cada pared lateral y en la corona.

Recientemente el Bureau especificó el uso de formas de concreto precolado como un método alternativo de cimbrar todo o parte de tres estructuras separadas de concreto para plantas generadoras; las partes precoladas, de usarse, se convierten en parte integral de la estructura de concreto terminada. El contratista tenía la obligación de preparar todos los planos necesarios relativos al diseño, fabricación y colocación de los moldes, y someterlos para aprobación en caso de que los moldes se usaran. En los tres casos,

los contratistas interesados eligieron colocar y cimbrar las estructuras de concreto por medios usuales.

6.5.10. *Preparación para el colado.* Las especificaciones del Bureau generalmente sólo especifican que las superficies de cimentación en las cuales vaya a colocarse el concreto, estén libres de agua estancada, lodo y desperdicios, durante el colado. Sin embargo, cuando se necesite adherencia con la roca como en el caso de cimentaciones para presas, la roca debe estar limpia y sin aceite, recubrimientos perjudiciales y fragmentos sueltos o que no sean sanos. Cuando se necesita impermeabilidad en las juntas de construcción, como en el concreto para presas y sifones, las juntas deben limpiarse con arena húmeda a presión inmediatamente antes de la colocación del concreto.

6.5.11. *Colocación.* Los métodos y equipo usados por el contratista para transportar el concreto deben ser tales que no se produzca segregación de importancia, y al colocar el concreto en los moldes el procedimiento debe ser tal que no se separen de la masa de concreto pedazos de agregado grueso. Si se presentan terrones, las especificaciones requieren que éstos se separen antes de vibrar. En pendientes pronunciadas donde el vibrado sería impracticable sin cimbra, el Bureau especifica el uso de moldes deslizantes no vibrados, colocando el concreto adelante del molde deslizante y vibrándolo mediante vibradores internos para llenar completamente el molde. El ancho del molde debe ser aproximadamente 75 cm y de construcción pesada de acero.

La compactación del concreto en estructuras debe hacerse mediante vibradores de inmersión, eléctricos o neumáticos, operados a velocidades de por lo menos 7,000 r.p.m. La compactación del concreto en las paredes laterales y los arcos, en recubrimientos de túneles, debe hacerse mediante vibradores de molde operados a velocidades de por lo menos 8,000 r.p.m. y fijados rigidamente a los moldes. Cuando sea posible, debe suplementarse la vibración de los moldes mediante vibradores del tipo de inmersión, eléctricos o neumáticos operados a velocidades de por lo menos 4,000 r.p.m. cuando están dentro del concreto. También se permite al contratista usar vibración externa, en lugar de vibración interna, si aquella produce compactación equivalente a la producida por vibración interna. La eficiencia de la vibración interna debe determinarla el encargado de la contratación.

Las especificaciones del Bureau prohíben el retemplado del concreto. Si el concreto es tan rígido que no pueda colocarse en forma adecuada, debe tirarse.

6.5.12. *Reparación de concreto.* El Bureau especifica la reparación del concreto que esté dañado por cualquier causa y del concreto que esté cacarizo, fracturado, o defectuoso en alguna otra forma; también, de cualquier concreto que tiene excesivos huecos superficiales, en cuyo caso debe excavarse y reconstruirse hasta llevar la superficie al trazo especificado.

La reparación del concreto aparece en el Capítulo VII del Manual de Concreto del Bureau of Reclamation, sexta edición, y las especificaciones indican que las reparaciones deben de hacerse de acuerdo con el Manual.

6.5.13. *Acabados y terminación.* Según se indicó anteriormente, con relación a los moldes para el colado de concreto, el Bureau clasifica las superficies del concreto, F cuando son moldeadas y U cuando no lo son, con números que clasifican además los diferentes terminados especificados. Las terminaciones moldeadas y su aplicación se describen a continuación:

F1. Se aplica a superficies moldeadas sobre o contra las cuales se vá a colocar material de relleno o concreto. También se aplica a las caras aguas arriba de presas de concreto que vayan a estar permanentemente sumergidas.

F2. Se aplica a superficies moldeadas expuestas, que no requieren consideración especial desde puntos de vista arquitectónicos o hidráulicos. Este acabado se aplica a muchas de las superficies expuestas construidas por el Bureau, como caras expuestas de presas de concreto y superficies expuestas de canales y estructuras laterales.

F3. Se aplica a superficies moldeadas expuestas en donde la apariencia se considera de importancia especial, a superficies exteriores y a ciertas superficies expuestas interiores de plantas generadoras y de bombeo.

F4. Se aplica a superficies moldeadas en donde se necesitan un alineamiento y regularidad de la superficie para eliminar efectos destructivos de la acción del agua. La superficie de los vertedores altos abiertos y los vertedores en túnel, y las superficies en los trabajos de salida aguas abajo y de las compuertas de control son de especial importancia y en ellas se necesita el acabado *F4*. Para túneles vertedores, el Bureau tiene requisitos adicionales relativos al acabado de las superficies que vayan a estar en contacto con el escurrimiento de alta velocidad.

F5. Se aplica a superficies moldeadas en donde se vaya a emplear yeso, estuco u otro acabado especial.

Las superficies no formadas y su aplicación se indican a continuación:

U1. Es un acabado con cercha y se aplica a superficies no formadas que vayan a cubrirse con material de relleno o con concreto, o a superficies tales como las plataformas de operación en estructuras de canal. Este acabado se produce eliminando el concreto sobrante inmediatamente después de la compactación, golpeándolo con un movimiento de sierra, de la regla o cercha, sobre tiras de madera o metal colocadas como guías.

U2. El acabado *U2* se da mediante una tabla de madera y se aplica a superficies expuestas no moldeadas, excepto aquellas superficies que deban terminarse únicamente con cercha. El acabado me-

dante cercha es la primera etapa de la terminación mediante aplanado. *U2* se aplica a superficies de estructuras de canal y plantillas de túneles, excepto en aquellas plantillas donde se requiere una superficie más lisa para reducir pérdidas hidráulicas. El aplanado produce una superficie con textura arenosa. No debe iniciarse sino hasta que se ha producido algún endurecimiento y la película de humedad o brillo ha desaparecido. El aplanado debe ser sólo suficiente para producir una superficie sin marcas de la cercha y de textura uniforme.

U3. Este acabado se da con llana de acero y se aplica a superficies no moldeadas tales como pisos interiores de edificios y superficies no formadas sujetas a escurrimientos de alta velocidad, como las partes inferiores de tubos de salida en plantas generadoras, túneles vertedores y superficies aguas-abajo de las compuertas de los trabajos de salida. También se aplica a superficies no moldeadas de la parte interior de los túneles, cuando se requiere para reducir pérdidas hidráulicas. Los acabados *U1* (acabado con cercha) y *U2* (acabado con plana de madera), son etapas preliminares del acabado *U3*. El acabado con llana de acero se inicia después de que la superficie aplanada con madera ha endurecido suficientemente para evitar un exceso de material fino extraído de la superficie. Debe aplicarse con una presión firme de manera que la textura arenosa de la superficie aplanada se reduzca y se obtenga un área densa y uniforme sin defectos ni marcas de la plana.

U4. El acabado *U4* se aplica a acabados de canal y acabados laterales cuando se utiliza una máquina para recubrir. Se requiere que las superficies sean equivalentes en uniformidad, tersura, ausencia de bolsas de roca y huecos superficiales, lo cual se obtiene mediante el empleo de la llana de acero de mango largo; pequeños defectos superficiales tales como poros y marcas de plana no son objetables. Si las máquinas de recubrimiento producen una superficie que cumpla estos requisitos en cuanto al acabado y las superficies están dentro de los límites de irregularidad permitidos, no se necesita terminación posterior.

Las superficies de concreto para construcciones del Bureau, según se han definido y descrito previamente, deben estar dentro de ciertos límites especificados como irregularidades permisibles. Las irregularidades superficiales se clasifican como bruscas o graduales. Las irregularidades bruscas son salientes causadas por desplazamiento o mala colocación de los recubrimientos o secciones de los moldes, por nudos sueltos en los moldes o alguna otra forma de madera defectuosa. Estas irregularidades se prueban por medida directa; todas las demás se consideran como graduales y en superficies curvas se prueban usando una cercha, consistente en una regla o su equivalente. La longitud de las cerchas para pruebas de las superficies moldeadas debe ser de 1.5 m y para superficies no moldeadas de 3.0 m de longitud. Las irregularidades máximas permisibles para las diferentes superficies moldeadas y no moldeadas, medidas en centímetros, son las siguientes:

Tipo de irregularidad	Acabado (superficies moldeadas)					Acabado (superficies sin moldear)			
	F1	F2	F3	F4	F5	U1	U2	U3	U4
Depresiones	2.5								
Gradual		1.2	0.6	0.6	0.6				
Brusco		0.6	0.3	0.6 ±0.3	0.6				
Todas las superficies						1.0	0.6	0.6	
Superficies de canal, losas inferiores									0.6
Superficies de canal, pendientes laterales									1.2

¹ Salientes paralelos al escurrimiento.
² Salientes no paralelos al escurrimiento.

6.5.14. *Protección.* Las especificaciones del Bureau indican que el contratista debe estar preparado para proteger todo el concreto contra la congelación, en cualquier momento después de la primera helada de otoño.

Después de la primera helada y hasta que la temperatura media diaria sea menor de 4.5° C por más de un día, se requiere protección contra temperatura de congelación durante 48 horas. Después, el concreto debe mantenerse a 10° C durante 72 horas.

Cuando el concreto se cura mediante agua, la protección de 72 horas a 10° C debe continuarse por 72 horas más contra temperaturas de congelación. Para el concreto curado mediante membranas, la protección de 72 horas a 10° C se obtiene mediante el uso de aislamiento aprobado, en contacto con los moldes o las superficies de concreto. Por lo tanto resulta ventajoso para el contratista usar moldes aislados para reducir el tiempo de protección.

6.5.15. *Curado.* En general, las especificaciones del Bureau indican que el concreto puede curarse por agua o por la aplicación de un compuesto sellador. Las principales excepciones son las siguientes:

- a) El curado de agua se especifica para presas de concreto en masa.
- b) El curado mediante la aplicación de un compuesto sellador se especifica para el concreto en canales y estructuras auxiliares, recubrimientos, y para superficies exteriores de concreto expuesto de plantas generadoras y de bombeo. El compuesto para los canales y estructuras laterales y recubrimientos debe ser un compuesto con

pigmento blanco, en tanto que el compuesto para las superficies exteriores expuestas de plantas generadoras y de bombeo debe ser un compuesto con pigmento gris que se asemeje bastante al color del concreto. El compuesto sellador gris se usa en las superficies de plantas generadoras y de bombeo para obtener una mejor apariencia después de sufrir el efecto de la intemperie.

Si las juntas de construcción se curan mediante la aplicación de un compuesto sellador, el compuesto debe removerse antes de colocar concreto nuevo en la junta utilizando arena a presión o algún otro medio efectivo.

El período de curado de agua es normalmente de 14 días. Sin embargo, el período de curado de agua para concreto que contenga puzolanas, debe ser de 21 días.

Para superficies interiores moldeadas de plantas generadoras y de bombeo como paredes y platonos, no se necesita más curado que el resultado de dejar los moldes en su lugar por lo menos durante 4 días.

Para pisos y escalones de plantas generadoras y de bombeo, el curado se realiza cubriéndolos con arena húmeda o tapetes de curado, durante 14 días.

El Bureau tiene sus propias especificaciones para compuestos selladores, las cuales se llaman "Especificaciones de compuestos selladores para curado de concreto".

6.5.16. *Refuerzos.* Las varillas de refuerzo que el Bureau usa en la construcción son del tipo de corrugación de "alta adherencia". Normalmente se especifica que las varillas sean del tipo II, grado C a grado G de las especificaciones generales QQ-S-632.

En general, los planos de diseño del Bureau requieren lo siguiente:

- a) Las varillas deben traslaparse 24 diámetros de la varilla.
- b) El doblado del refuerzo que lo requiera se hará alrededor de un mandril con un diámetro 2.5 cm menor que 8 veces el espesor nominal de la varilla. Varillas mayores de una pulgada de diámetro deben doblarse alrededor de un mandril que tenga un diámetro de 8 veces el espesor nominal de la varilla aproximado a la pulgada más cercana.
- c) Los ganchoes deben tener un doblado a 180° y prolongaciones de 4 veces el diámetro de la varilla, paralelos a la parte principal de la varilla.

Las especificaciones del Bureau indican que el refuerzo sólo debe limpiarse de escamas gruesas de oxidación, escamas sueltas, suciedad, grasa o sustancias extrañas. Una ligera oxidación no se considera objetable si está firmemente adherida. Las escamas gruesas de oxidación se definen como oxidación que puede removerse mediante un frotamiento fuerte con tela de costal o un tratamiento equivalente.

6.5.17. *Tolerancias para construcción de concreto.* Las tolerancias para la construcción de concreto no deben confundirse con las "irregularidades permisibles de acabado" que se han discutido ante-

riormente. Las "tolerancias" son las desviaciones permisibles de plomo o de nivel y de alineamiento, de pendientes en perfil y de dimensiones.

Las tolerancias para construcción de concreto que se usan en las especificaciones del Bureau están fijadas por el diseño y son consistentes con la práctica moderna de construcción, y además gobernadas por el efecto que las desviaciones permisibles puedan tener en la acción estructural o en la operación de la estructura.

6.5.18. *Medida y pago del concreto.* En general, el Bureau mide y paga el concreto de acuerdo con lo siguiente:

Cuando el concreto va a colocarse directamente sobre o contra las superficies de excavación, la medida para pago se hace con las mismas líneas con las cuales se ha pagado la excavación. Para estructuras, las medidas para pago se hacen respecto a las líneas netas de la estructura. El pago del concreto se hace sobre la base de precios unitarios sujetos a concurso para el concreto en cuestión.

VII. CONTROL DE CONCRETO

Qué significa el control de concreto

7.1. Objetivo

El objetivo del control de concreto es que este material sea uniforme y de calidad satisfactoria en las estructuras, *a un costo mínimo*. No se olviden estas últimas 4 palabras; significan: ser práctico. No se haga que la organización de construcción gaste dinero en refinamientos innecesarios que no ayudarán al comportamiento adecuado de la estructura. Consecuentemente el control de concreto es el compromiso de ejercer una influencia importante en todos los aspectos que afecten benéficamente la calidad uniforme final y la utilidad del concreto. El control de concreto es una actividad muy completa y en la mayor parte de los trabajos existen muchos factores que contribuyen a lograrlo.

7.2. Qué incluye el control de concreto

El control del concreto incluye:

- 1) Consideraciones de diseño con miras a proporcionar:
 - a) Espaciamiento del acero y detalles de los moldes que permitan el uso de concreto con un contenido mínimo de agua.
 - b) Buen drenaje.
 - c) Otras medidas protectoras para proporcionar durabilidad.
- 2) Investigaciones de campo, pruebas de laboratorio y estudios de materiales para concreto.
- 3) Investigaciones para el desarrollo de:
 - a) Mezclas de concreto más efectivas y aditivos más útiles.
 - b) Mayor durabilidad.
 - c) Mejores compuestos de sellado para el curado y protección del concreto.
- 4) Formulación de especificaciones para materiales y mano de obra.
- 5) Preparación de manuales de tipo formal e informativo, así como de instructivos.
- 6) Inspección y pruebas de aceptación conforme los materiales se preparan y se lleva a cabo la construcción.

- 7) Operaciones de mantenimiento para prolongar la vida y utilidad de las estructuras terminadas. Y por último, pero por ningún motivo menos importante, el control de concreto incluye:
- 8) Entrenamiento e instrucciones específicas, de tal forma que cada hombre que tome parte en este trabajo no solamente entienda las técnicas y requerimientos de su trabajo particular, sino que, además, tenga un concepto claro del objetivo completo y de todas las actividades asociadas que deban llevarse a cabo y coordinarse propiamente, si se quiere obtener en forma completa el elevado carácter del trabajo de concreto establecido en nuestros objetivos. No existe sustituto para un entrenamiento adecuado.

De la enumeración anterior de los factores importantes que constituyen el control de concreto, puede verse que dicho control es obviamente una actividad más completa que la inspección de la planta de mezclado y el ensayo de cilindros de concreto, actividades que han sido definidas como los límites del control de concreto. En algunas organizaciones, la importancia de la calidad del trabajo de concreto es tan altamente considerada que las actividades de control se colocan generalmente bajo la supervisión general de un grupo de técnicos experimentados que es responsable de la ejecución de todos los trabajos, de acuerdo con los criterios más elevados de uniformidad posibles en todos los aspectos pertinentes. Otras organizaciones se inclinan por dividir esta responsabilidad entre varios departamentos e individuos; los resultados de este procedimiento son normalmente menos uniformes y no siempre son los mejores.

El control depende en gran parte de los ingenieros de campo quienes, trabajando en forma competente y en colaboración con el contratista y las fuerzas de construcción, y al mismo tiempo manteniéndose firmes y con conocimientos dentro del cuadro de las especificaciones, pueden convencer normalmente a aquellos encargados de la construcción que es en su beneficio producir un trabajo de concreto bueno y uniforme. En forma creciente se están requiriendo procedimientos que se sabe son benéficos al buen control (tales como cribado final en la planta de dosificación e inclusión de aire), y se están desaconsejando operaciones contrarias (tales como dosificado en los moldes, vibradores de gas, cañones de aire para colocación de concreto en plantillas de túneles, y almacenamiento o maniobras excesivas de los agregados terminados). Se está dando mayor énfasis a la importancia de la cooperación con las organizaciones de construcción en la etapa de planeación, conforme ellas desarrollan sus plantas y procedimientos. Por lo tanto se pueden eliminar factores indeseables y efectuar cambios apropiados cuando el plan se encuentra aún en el papel.

Antes de empezar la discusión detallada de las actividades de control, debe hacerse énfasis en la importancia de la uniformidad, uno de los principales objetivos del control de concreto. Como una cadena, que no es más resistente que su eslabón más débil, así una estructura no es mejor que su material de calidad más pobre; si no falla por esfuerzos excesivos puede fallar por intemperismo u

otros daños en alguna parte de mala calidad. En un rango reducido nos preocupa la uniformidad de revoltura a revoltura y de día a día; pero en un horizonte más amplio buscamos también prácticas elevadas de uniformidad en la mano de obra y una interpretación uniforme de los requerimientos de las especificaciones.

La uniformidad del agregado al dosificarse es la base para la producción de concreto uniforme. El mezclado, manejo y colocación perfectos no pueden producir un concreto uniforme si los elementos de agregados en cada revoltura son diferentes en granulometría, limpieza, contenido de agua, o en cantidad. El concreto se beneficia notablemente, independientemente de la uniformidad de los agregados al dosificarse, mediante el uso de vibradores, cementos apropiados, aire incluido, procesos de vacío, sistemas de enfriamiento, y compuestos de sellado efectivos; sin embargo, estos elementos tan importantes no abarcan el control que es responsable de la eficiencia y uniformidad del concreto fresco.

El concreto más eficiente es aquel que posee el contenido mínimo de cemento y de agua, compatible con una trabajabilidad adecuada, resistencia suficiente, buena durabilidad, y otras propiedades esenciales. A menos que el agregado sea uniforme en granulometría, limpieza, limo, y contenido de infratamaños, deberá agregarse una cantidad apreciable de cemento, arena y agua para asegurar la trabajabilidad y mantener la calidad bajo las condiciones de variación de agregados. La uniformidad no necesita definición y su importancia es evidente por sí sola para los materiales y métodos del trabajo de concreto, así como para el concreto colocado.

7.3. Diversas actividades del control de concreto

7.3.1. Cemento. Desde el punto de vista del control en la obra, el cemento es un concepto acerca del cual podemos hacer muy poco; sin embargo, el cemento puede ser un factor importante en la variabilidad de la resistencia del concreto a edades menores de un año, y puede afectar otras propiedades, tales como la resistencia a la abrasión y al intemperismo. Aun el cemento del mismo molino ha mostrado más variación de la que se esperaría de un producto manufacturado bajo control técnico. En obras importantes se han logrado mejoras benéficas en la uniformidad del cemento, mezclando, antes de su empleo, cementos obtenidos de varias fuentes, aún cuando la mayor parte de las obras tienen que emplear el cemento tal como llega del molino.

Con todo, es posible asegurarse en el trabajo que el cemento se mida uniformemente y en forma precisa para cada revoltura; que esté totalmente protegido de la intemperie; que no se pierda con el viento en las operaciones de manejo y transferencia y que no haya traslape en la carga o descarga de los camiones dosificadores. Los sacos de papel son preferibles a los sacos de tela debido a que aquellos, además de proporcionar una mejor protección al cemento, pueden descargarse en forma más limpia y uniforme. El cemento a granel necesita menos trabajo que el cemento en sacos, pero requie-

re más vigilancia para asegurarse que las básculas dosificadoras sean precisas, se operan adecuadamente y que el cemento no se desperdicie o contamine durante el transporte y manejo.

Existen todavía muchas incógnitas respecto al papel del cemento en relación a la durabilidad y comportamiento del concreto. Por lo tanto puede resultar una buena práctica, especialmente en obras grandes e importantes y en organizaciones de construcción continua, acostumbrar la toma ocasional de muestras de 2.5 Kg del cemento usado para el trabajo y conservarlas en almacenamientos sellados, con la identificación apropiada para referencias posibles y pruebas especiales en fechas posteriores, en conexión con investigaciones sobre el comportamiento del concreto.

7.3.2. *Proceso y manejo de agregados.* El proceso de agregados puede incluir diversas operaciones en varias combinaciones y secuencias, dependiendo del carácter de la materia prima:

- a) Separación en fracciones mediante cribado
- b) Lavado
- c) Clasificación
- d) Mezclado
- e) Trituración
- f) Molienda
- g) Almacenamiento.

El objetivo que se persigue al procesar los agregados es proporcionar un producto o productos terminados que sean uniformes, libres de materiales objetables, limpios y de calidad satisfactoria. Muchos depósitos de arena y grava están limpios en forma natural, bien graduados, y de tal calidad que no requieren proceso. Sin embargo, tal material no puede removerse, transportarse, manejarse, apilarse y ser introducido dentro de la mezcladora sin poner en peligro la uniformidad de la dosificación. La segregación que ocurre al pretender usar materiales del banco en su estado natural, destruirá cualquier esfuerzo para obtener uniformidad de revoltura a revoltura y de día a día. Es por lo tanto necesario, aún para los materiales del banco aceptables en otras condiciones, separar el material en fracciones de tamaños individuales suficientemente iguales para que no ocurra una segregación objetable. El proceso de los agregados se ha discutido en un capítulo anterior; es una parte importante del control de concreto.

El principal objetivo de la dosificación, desde el punto de vista del control de concreto, es mezclar los ingredientes en una forma idéntica en cada revoltura y no simplemente llenar cada vez la mezcladora con una cantidad óptima para el mezclado. El comportamiento apropiado de la mezcladora transforma tales revolturas en un concreto homogéneo y uniforme. Debe recordarse que la base del mezclado de concreto es el volumen sólido de sus ingredientes; es decir, el volumen total de las partículas excluyendo los vacíos entre ellas. La dosificación por peso es por lo tanto preferible a los métodos volumétricos porque las variaciones en las cantidades me-

das de volumen sólido son mayores en mediciones de volumen que cuando los materiales se miden por peso. Esta condición es cierta debido a que las variaciones en volumen aparente (variaciones que afectan la cantidad de sólidos, especialmente de arena) en un volumen unitario excede las variaciones normales en densidad (esta desviación afecta la cantidad de sólidos en una unidad de peso).

En obras bien controladas, los agregados para el concreto se dosifican por peso. Las instalaciones para la dosificación por peso abarcan desde básculas de plataforma para carretillas, en donde el concreto se dosifica y se mezcla en los moldes de estructuras dispersas para canales, hasta grupos de dosificadoras automáticas para pesar por separado cada uno de los ingredientes de la dosificación de concreto en masa en grandes obras. Son importantes dos precauciones en el control de campo de las dosificaciones por peso: la primera, consiste en verificaciones rutinarias para observar si el equipo es capaz de un pesado preciso dentro de las tolerancias de las especificaciones; la segunda consiste en inspección de rutina para verificar si el sistema se opera correctamente.

La dosificación en una planta central, con las mezcladoras en las formas servidas por camiones dosificados, está siendo favorecida en forma creciente, tanto por los ingenieros como por los contratistas, para todos los tipos de trabajos dispersos. Ya sea que la fuente de agregados sea una planta en producción o una espuela de ferrocarril, la distancia a la obra es la misma para camiones dosificados que para camiones que transportan agregados. La dosificación central evita desperdicios y contaminaciones del material, proporciona flexibilidad de operación, protección para el cemento, precisión en la dosificación y ahorro e independencia de trabajo que no pueden igualarse dosificando en los moldes de pilas de material depositado en el suelo.

La dosificación del agua y de pequeñas cantidades de agentes inclusores de aire, fluidos u otros aditivos, son otras funciones importantes en el proporcionamiento de materiales para cada revoltura. La precisión y uniformidad de las operaciones bajo condiciones y posiciones variables, grado de confianza, simplicidad de diseño, acceso fácil para reparación y ajustes y facilidad para efectuar los ajustes en cualquier tiempo, son todas las características esenciales de tal equipo. El equipo propuesto para el trabajo deberá juzgarse cuidadosamente y deberá verificarse su funcionamiento, aceptándose o no de acuerdo con su facilidad para satisfacer los requerimientos de las especificaciones.

La dosificación y el mezclado pueden verificarse, hasta cierto grado, en el aspecto del concreto fresco. La distribución uniforme de los ingredientes es función de la efectividad del mezclado; la textura y la cohesión son función del tiempo de mezclado; y la uniformidad en el revenimiento es una evidencia de la uniformidad de los materiales y de la dosificación. Se pueden llevar a cabo, ocasionalmente, pruebas de lavado para verificar la granulometría, grado de molienda, relación agua-cemento, y contenido de cemento en el concreto después de mezclado. Los ensayos deberán hacerse de

vez en cuando, según sea necesario asegurar el control rutinario del mezclado.

Existe una tendencia natural a usar más arena en la mezcla de concreto de la necesaria. Las mezclas con exceso de arena tienen buen aspecto y se manejan fácilmente; sin embargo, un exceso de arena significa más agua y más agua significa más cemento, para una relación agua-cemento establecida. Más agua por yarda cúbica causa mayor contracción y menor durabilidad; y las cantidades adicionales de cemento resultan en un costo extra. El contenido mínimo práctico de agua deberá ser el dogma básico para el control y diseño de mezclas de concreto.

A menos que la mezcla esté escasa de arena en forma obvia, el único camino para estar seguro es disminuir gradualmente el porcentaje de arena hasta que se obtenga una disminución notable de trabajabilidad. Si se agrega entonces uno o dos por ciento de arena, se obtendrá la mezcla práctica para el trabajo.

La discusión sobre control de dosificación y mezclado sería incompleta si no se mencionara la importancia y utilidad de los ensayos de peso volumétrico a este respecto, especialmente si se llevan a cabo en conexión con la determinación directa del contenido de aire. Conocidos los pesos de los materiales en la revoltura y sus volúmenes sólidos, determinados de sus densidades así como de los pesos dosificados, el peso volumétrico del concreto fresco puede emplearse para determinar:

- 1) El porcentaje de aire incluido;
- 2) El volumen de la revoltura;
- 3) El contenido de cemento por metro cúbico de concreto.

Esta información es importante en el control de concreto no solamente porque de ella pueden hacerse los ajustes para mantener uniforme la producción, sino porque además los volúmenes producidos pueden calcularse en forma precisa cuando sea necesario el conteo por revolturas.

7.3.3. Camiones mezcladores. Normalmente se requiere mayor atención y esfuerzo de parte de todos aquellos encargados de obtener un concreto uniforme, cuando se usa un camión mezclador que cuando se emplea una pavimentadora u otra mezcladora portátil, servidas en las formas con camiones dosificados. Los camiones mezcladores pueden emplearse con buenos resultados, con buen control de consistencia y pérdidas mínimas de revenimiento, si los requerimientos incluyen que sean:

- 1) Cargados únicamente con la cantidad de agua suficiente para asegurar que no se exceda el revenimiento adecuado;
- 2) Mezclados con el 75% de las revoluciones necesarias, a la velocidad de mezclado, antes de la inspección de consistencia en el punto de entrega;
- 3) Mezclados con las revoluciones necesarias adicionales y con la cantidad de agua adicional necesaria para obtener el revenimiento adecuado, y

4) Descargados en forma tal que se aseguren las mismas proporciones de mortero y agregados desde el principio hasta el final de la descarga de la revoltura.

Muchas de las dificultades por la pérdida de revenimiento cuando se usan camiones mezcladores ocurren en medios calurosos. Algunos pasos que ayudarán a evitar esta pérdida y que deberán ser requeridos son: a) evitar sobremezclado; b) pintar los tambores de blanco; c) mantener los materiales tan fríos como sea posible, sombreándolos y rociándolos de agua fría; d) mantener el agua tan fría como sea posible sombreando y pintando de blanco los tanques y líneas de superficie; e) antes de regresar a la planta de dosificación, poner de un 30 a 40% del agua de la siguiente revoltura en el tambor de la mezcladora, dejándolo girar lo suficiente durante el viaje de regreso, para limpiar el tambor y las espas; f) evitar retrasos anteriores al envío mediante la organización del trabajo en forma tal que el concreto se envíe y coloque con rapidez al llegar cada camión y g) llevar a cabo las operaciones de colocación del concreto durante la noche.

7.3.4. Manejo y colocación. En las operaciones de manejo y colocación, los aspectos principales de cuidado deberán ser tales que aseguren que:

- 1) Las pérdidas de revenimiento se conserven al mínimo;
- 2) Se eviten el asentamiento y la estratificación durante el transporte;
- 3) Se evite la separación del agregado grueso del mortero al transferir el concreto o cuando se coloque éste en las formas;
- 4) Las juntas de construcción estén preparadas adecuadamente con anticipación para recibir el concreto nuevo, y
- 5) Las formas sean suficientemente resistentes y estancas para soportar el concreto y el mortero cuando son vibrados.

Las pérdidas de revenimiento pueden deberse en parte a la propiedad de fraguado prematuro del cemento; esta propiedad de fraguado prematuro se investiga continuamente buscando los medios de control. Independientemente de que el cemento sea un factor importante, existen diversos controles que pueden imponerse en la obra con buenos resultados: manejo rápido y efectivo; distancias cortas de acarreo; mezclado en los moldes siempre que sea posible, especialmente en medios calurosos; conservar el concreto en unidades compactas dentro de baldes y tolvas, más que en corrientes angostas, canalones largos y bandas transportadoras; y en los casos en que los canalones largos y bandas sean necesarios, sombrearlos bien y protegerlos del viento. También se han obtenido beneficios sombreando las líneas de conducción de las bombas de concreto o envolviéndolas con yute y conservándolas húmedas.

La estratificación o asentamiento en un grado considerable durante el transporte, deberá controlarse mediante alguno de los procedimientos siguientes: no deberá haber agua libre en la superficie del concreto al enviarse, ni deberá haber ningún asentamiento del agregado grueso en la parte inferior de la carga. Estas condiciones pueden evitarse mediante:

1) Mezclado cerca de las formas en mezcladoras portátiles abastecidas por camiones dosificados en seco;

2) Empleando cuerpos agitadores en los camiones que transportan el concreto.

Estas condiciones se pueden mejorar considerablemente mediante: a) el empleo de mezclas más secas; b) el empleo de aire incluido; c) un remezclado apropiado cuando el concreto pasa a través de las válvulas de descarga de los camiones, tolvas y carros, o d) permitiendo el paso de aire comprimido a través del concreto ya sea en el trayecto o a la llegada antes de descargas, en la forma en que algún equipo para revestimiento de túneles lo hace. Entre las medidas más importantes se encuentra el empleo de mezclas más secas y de aire incluido. En varias obras se han obtenidos muy buenos resultados transportando concreto con aire incluido, de tres pulgadas o menos de revenimiento, en camiones ordinarios sin agitación.

Cuando el concreto se transfiere de un depósito a otro, de un extremo de un canalón o banda transportadora a otro, o dentro de las formas, puede ocurrir la separación del agregado grueso del mortero con resultados desastrosos, a menos que se observen ciertos principios fundamentales al planear estas transferencias. En primer lugar entre estos principios está que el concreto debe caer verticalmente dentro de los recipientes, sea en tolvas, carros, camiones o en los moldes. La distancia real de caída tiene poco efecto en el concreto, siempre y cuando éste sea de consistencia plástica y caiga verticalmente (la caída deberá confinarse en un canalón de caída) sobre concreto plástico. La rotura será normalmente despreciable; en caso que no sea así la altura de caída deberá reducirse adecuadamente.

Con respecto a los canalones, no es la longitud o pendiente de ellos lo que causa la separación, sino la falta de control al final. El remedio preferible para esto es obligar al concreto a caer del extremo del canalón en dos tramos verticales de canal metálico de caída. La descarga con pendiente de una tolva o de una mezcladora puede causar tanta separación como el extremo no controlado de un canalón de 30 m de longitud. Los canalones representan soluciones valiosas y económicas en muchas ocasiones, para el manejo y colocación del concreto y su uso apropiado no deberá prohibirse; pero estos canalones deberán usarse en forma tal que manejen adecuadamente al concreto de las características especificadas. Para este objeto dichos canalones deberán estar:

- 1) En una pendiente suficientemente grande para manejar el concreto con el revenimiento mínimo requerido;
- 2) Soportados de tal forma que su pendiente sea constante cuando estén cargados;
- 3) Protegidos del viento y del sol si son relativamente largos, y
- 4) Provistos de un control final efectivo para producir una caída vertical sin separación.

Existen además otros factores a considerar para prevenir la separación. Uno de ellos se relaciona a las propiedades cohesivas de la mezcla de concreto. El concreto fresco se mantendrá en mejor

contacto cuando: a) no tiene más agua que la necesaria para dar un revenimiento de 7.5 a 10 cm; b) contiene de 3 a 5% de aire incluido; c) contiene un porcentaje adecuado de arena bien graduada con un 20% que pasa la malla N° 50; d) es suficientemente rico en cemento; e) no se coloca en pendientes o no es obligado a moverse lateralmente en las formas, o f) no se dispara libremente, a altas velocidades, desde el tubo de descarga de un cañón operado con aire para la colocación. El último tipo de separación puede evitarse usando una bomba de concreto o un cañón de aire que pueda operarse sin velocidades altas de descarga. La bomba de concreto se adapta perfectamente para el transporte y colocación de concreto en las operaciones de revestimiento de túneles; pero generalmente no es tan satisfactoria como otros métodos para la mayor parte de los trabajos exteriores, debido a su falta de flexibilidad durante la instalación, operación y control de la mezcla.

El control de los preparativos para la colocación del concreto incluye:

1) Juntas a prueba de fugas apreciables de concreto y agua, calidad de la superficie, limpieza, aceitado, alineamiento, dimensiones, filetes y arreglos interiores de los moldes;

2) Posición, espaciamiento, tamaño, soporte y limpieza del acero de refuerzo;

3) Limpieza de las juntas de construcción;

4) Humedecido de los moldes y superficies de las juntas;

5) Preparación y atención inmediata para el curado, y

6) Preparación y protección contra la congelación en ambientes fríos.

Independientemente de las tolerancias permisibles en otras características de los moldes, éstos deberán ser lo suficientemente estancos para que el mortero no se pierda a través de las grietas y juntas durante la colocación y vibración del concreto. Al seleccionar el aceite para los moldes de acero deberá usarse solamente un compuesto de aceite mineral, tal como el Union Unimold, Texaco 50S Alop-C-10, fundentes sintéticos y otros aceites especialmente compuestos.

Para la limpieza del acero de refuerzo no debemos preocuparnos por la remoción del mortero firmemente adherido, o de los óxidos que se desprenden con dificultad, siempre y cuando la superficie del mortero u óxido esté limpia.

Existe siempre la duda de si la limpieza de una junta de construcción es suficiente, a menos que se empleen adecuadamente chorros de arena. Generalmente se especifica la limpieza con chorros de arena y el uso de un equipo efectivo tal como el McLeod, Sandstorm, Ruemelin y Pangborn; los medios menos efectivos generalmente son más costosos al constructor y producen resultados menos satisfactorios.

El control efectivo de las operaciones de colocación de concreto es un factor importante en la eficiencia del mezclado de éste. Como se mencionó previamente, el concreto más eficiente es aquel que contiene las menores cantidades de agua y de cemento compatibles con una trabajabilidad suficiente y una calidad adecuada. La mayor

calidad está relacionada con la más baja relación agua-cemento, siempre y cuando ésta se obtenga como resultado de un contenido bajo de agua y no como resultado de un alto contenido de cemento. Con el contenido de cemento mantenido a cantidades normales, la relación agua-cemento puede reducirse únicamente mediante el uso de: *a)* los revenimientos más bajos que sean prácticos de acuerdo con las especificaciones; *b)* el tamaño máximo posible para los agregados; *c)* el porcentaje de arena más bajo que se requiera para una buena trabajabilidad; *d)* inclusión de un 3 a un 5% de aire, y *e)* agentes reductores de agua.

Los tres primeros conceptos están sujetos al control en la obra durante la colocación. Se deberá ser razonable y práctico en las interpretaciones pero, al juzgar cómo resulta práctico medir el revenimiento, no se deberá estar influido por la posibilidad de que el concreto de un revenimiento tan bajo no escurrirá del balde o no fluya en un canalón dado. Si resulta práctico, mediante el uso amplió de vibración, consolidar el concreto de este revenimiento bajo en los moldes y obtener buenos resultados al hacerlo, es la responsabilidad de la organización de construcción proporcionar el equipo para el manejo y colocación que permita al concreto de estas características, colocarse en los moldes listo para la acción de la vibración.

Los mismos principios se aplican a la selección del tamaño máximo del agregado. Deberá determinarse en la obra, en cada caso, si resulta aconsejable cambiar el tamaño máximo del agregado o la cantidad de arena para algunas partes de la estructura que tengan dimensiones, refuerzo o acceso diferentes. Sin embargo, hay algunos casos en que no es posible reducir el revenimiento en las partes más accesibles de la obra. Esto se aplica especialmente en el caso de muros o columnas en los cuales el revenimiento deberá ser notablemente reducido conforme el nivel de concreto se eleva, con objeto de evitar la absorción de agua que de ocurrir ocasionaría un concreto más débil y menos durable en la parte superior.

7.3.5. Vibración del concreto en el lugar. Las especificaciones del Bureau of Reclamation requieren que el concreto en el lugar se consolide mediante vibración. La adaptación de las vibraciones a alta velocidad (de 7,000 r.p.m. y mayores) con este propósito, fue el avance más grande en el arte simple y práctico de hacer concreto, en la década de 1930 a 1940. Para una vibración efectiva y de buenos resultados los vibradores deberán ser: *a)* de por lo menos 7,000 r.p.m. en el concreto; *b)* alimentados por aire comprimido o movidos con motores eléctricos (las máquinas de gas han resultado insatisfactorias para un servicio continuo y pesado); *c)* con mantenimiento y servicio sistemático; *d)* en número suficiente en la obra para proporcionar una o dos unidades de reserva, y *e)* usados sistemáticamente en los períodos necesarios, logrando penetraciones cercanas y regulares en la profundidad total del concreto nuevo.

La adherencia del concreto nuevo al viejo, si el concreto viejo está limpio, es cuestión solamente de proporcionar una vibración amplia del concreto nuevo cerca de la junta. La evidencia de sobre-

vibración es despreciable cuando el revenimiento del concreto sea lo más bajo posible para la colocación y consolidación mediante vibración. Hay pocas probabilidades de sobrevibración cuando la consistencia del concreto es menor de 10 cm de revenimiento, como es práctico para la colocación mediante vibración. Cuando ha habido sobrevibración, la superficie del concreto no sólo aparece muy húmeda si no que realmente consiste en una capa de mortero que no contiene agregado grueso. Cuando aparece sobrevibración deberá reducirse el revenimiento y no la cantidad de vibración. Los esfuerzos tendientes a evitar la sobrevibración han redundado con frecuencia en una vibración adecuada. Más daños y peores resultados se han obtenido mediante subvibración que mediante sobrevibración.

Con objeto de dar al aire atrapado y a las burbujas superficiales tiempo suficiente para elevarse y escapar se requiere algunas veces más vibración de la necesaria para eliminar bolsas de roca. Aún cuando estas vibraciones pueden reducir la cantidad de aire incluido, la vibración no deberá limitarse por esta razón; en vez de esto, las mediciones de contenido de aire se deberán basar en los trabajos de concreto sujetos a una vibración típica y la cantidad de agente deberá ajustarse para proporcionar de 3 a 5% de aire después de la vibración. La durabilidad del concreto, del cual la mayor parte del aire ha sido removido mediante vibración, no es afectada.

La revibración del concreto un cierto tiempo después de que ha sido inicialmente vibrado, sea en forma inadvertida o planeada, parece ser generalmente benéfica cuando se lleva a cabo cuando todavía el concreto se vuelve plástico bajo la influencia de la vibración. La revibración se puede lograr con los métodos usuales de vibración, mediante la vibración de los moldes, o transmitida a través del sistema de refuerzo. La anticipación de malos resultados en conexión con este último método queda eliminada por el hecho de que no se han encontrado imperfecciones en las capas interiores que puedan atribuirse a la revibración; evidentemente la amplitud de la vibración en el acero se amortigua y reduce en forma tal, conforme penetra a las capas interiores de concreto parcialmente fraguado e incapaz de volverse nuevamente plástico, que no hay peligro para el recubrimiento y la adherencia del acero. La revibración deberá ser más ampliamente practicada con objeto de:

- 1) Eliminar grietas de asentamiento particularmente en tubos de concretos precolados;
- 2) Producir mejor resistencia y adherencia;
- 3) Crear una mayor durabilidad cerrando los canales y planos abiertos causados por el sangrado, y
- 4) Ayudar al sellado a presión de las partes superiores, en reparaciones de concreto en muros y estructuras similares.

No debe temerse a las juntas frías si se logra la ventaja total de la vibración y de la revibración. Cuando el concreto en capas inferiores aún responde a la revibración, deberá permitirse a los vibradores penetrar en ellas en cada inserción dentro del concreto nuevo. Si esto se hace con espaciamientos cercanos y sistemáticos, el concreto será monolítico en la junta. En algunos casos el concreto que se encuentra por debajo es demasiado duro para la revibración; sin

embargo, si se trata de un concreto todavía muy reciente, si se encuentra limpio y el concreto nuevo se vibra cuidadosamente en el contacto con el concreto inferior, los especímenes de corazones perforados mostrarán la misma resistencia en la junta que en cualquier otro lugar. Normalmente la junta no aparece en tales corazones, aún cuando una línea mostrará la superficie formada.

7.3.6. Remoción de moldes. El control del descimbrado de moldes deberá basarse en su efecto sobre el concreto. Obviamente, las vigas y pisos deberán mantenerse soportadas mediante puntales hasta que sean lo suficientemente resistentes para soportar con seguridad su propio peso y las cargas que se impongan inmediatamente. Ya que la resistencia requerida y el tiempo necesario para alcanzarla varía ampliamente bajo condiciones diversas de trabajo, temperatura y calidad de materiales, es mejor basar la remoción segura de las formas en pruebas de especímenes de concreto curados en la obra, más que en una selección arbitraria del tiempo. La resistencia suficiente se ha obtenido cuando las pruebas de tales especímenes indiquen que existe un factor de seguridad de dos, relativo a los esfuerzos resultantes de las cargas impuestas.

Ya que los moldes son generalmente un medio defectuoso para el curado y las superficies se encontrarán normalmente secas al retirarse los moldes, es preferible, excepto cuando se requiere soporte, remover los moldes tan pronto como sea posible sin que el concreto se dañe, de tal forma que los procedimientos de curado puedan iniciarse a la mayor brevedad. Otra ventaja de la remoción temprana de los moldes es que cualquier reparación o tratamiento superficial que pueda requerirse se pueda hacer cuando el concreto está aún bastante fresco y las condiciones son más favorables para mejores resultados y buena adherencia. En ambientes fríos, los moldes no deberán removerse mientras el concreto está aún caliente, porque el enfriamiento rápido de la superficie causará estrellamiento y formación de grietas superficiales. Por la misma razón el agua usada para regar las superficies recién descimbradas, no deberá estar apreciablemente más fría que el concreto.

Durante algún tiempo fue práctica usual requerir que todos los moldes mantuvieran su lugar hasta alcanzar ciertas resistencias, dependiendo del tipo de estructura. Esto ya no es la base directa de las especificaciones; ahora simplemente se requiere que cuando se remuevan los moldes no haya evidencia de daños en el concreto, distorsiones o deflexiones considerables, signos de agrietamiento o rotura, ni quebraduras en las esquinas y bordes. La experiencia ha demostrado que normalmente es posible dañar las esquinas y los bordes de sifones y túneles aún cuando el concreto sea lo suficientemente resistente para no mostrar fallas o deflexiones bajo cargas.

7.3.7. El acabado de superficies moldeadas y no moldeadas. Reconoce el Bureau que el concreto colocado adecuadamente con moldes bien contruidos, requiere muy poco o ningún tratamiento superficial para hacerlo presentable. Las normas para los forros de moldes varían con el propósito y el refinamiento superficial nece-

sario. Los moldes posteriores de las superficies que serán rellenadas pueden ser muy burdos, mientras que las superficies expuestas varían en calidad hasta la perfección deseada en plantas importantes y otras estructuras o porción de estructuras que estarán a la vista del público. Los acabados representando cantera y el pulido se exigen solamente donde son requeridas por las especificaciones. Debe tomarse un cuidado muy especial en elegir las proporciones de los materiales de acabado con objeto de obtener una apariencia uniforme y para que todos los materiales sobrantes se eliminen de la superficie general, de tal forma que no aparezcan capas delgadas y angostas. Las rebabas y resaltes deberán removerse mediante el empleo de pulidoras mecánicas u otros medios; esto puede evitarse si se pone especial cuidado durante la remoción de los moldes. Debe tenerse cuidado de que el tratamiento final sea más discreto e invisible que la imperfección original. Este criterio también se aplica para otro tipo de reparaciones que tienden a mejorar la apariencia. Debe recordarse que la buena apariencia es principalmente cuestión de uniformidad; la textura real o carácter de la superficie es de importancia secundaria.

Las siguientes líneas resumen brevemente la clasificación práctica de acabados para superficies de concreto moldeadas y no moldeadas.

Los factores que afectan la calidad del acabado de superficies de concreto moldeadas son:

- 1) Humedad de la superficie al trabajarse, y
- 2) Cantidad de manipulación en el acabado.

Para concreto con aire incluido estos factores difieren en grado de aquellos para concretos sin él. Las razones principales de la diferencia es que el sangrado y el agua superficial se reducen considerablemente cuando el concreto contiene aire incluido. Para el acabado del concreto no deberá haber manipulación de la superficie mediante espátula o llana cuando exista agua superficial libre. El agua debe removerse ya sea extrayéndola con una manguera o secándola con yute, o el trabajo deberá posponerse hasta que el agua libre desaparezca. Como la manipulación trae más agua y material fino a la superficie, deberá mantenerse al mínimo e iniciarse suficientemente tarde para producir un aumento mínimo en el contenido de agua de la superficie. Cuando se incluye aire en el concreto existe mucho menor sangrado; en consecuencia, las operaciones de acabado pueden y deben hacerse mucho antes, después de la colocación, y a intervalos más cortos. Ya que la manipulación tiende a expulsar el aire del concreto así como a traer agua a la superficie, existe una razón doble para trabajar las superficies tan poco como sea posible, empleando espátula o llana, en el concreto con aire incluido.

Los revestimientos con moldes absorbentes y procesos de vacío de concreto moldeado y no moldeado, son dos medios que se emplean algunas veces para mejorar la calidad del concreto en la superficie. Ambos métodos actúan eliminando una porción importante del agua de la superficie del concreto, aumentando por lo tanto en forma considerable su resistencia mecánica y su resistencia a la abrasión y efectos de la intemperie. Estos procesos también remueven

burbujas no apreciables a la vista y burbujas de aire atrapadas en la superficie permitiendo que escapen, ya sea hacia la forma absorbente o al sistema de vacío. En trabajos del Bureau se ha usado el proceso de vacío para mejorar la resistencia del concreto a la abrasión en vertedores y descargas turbulentas de canales. Para mejores resultados el concreto deberá vibrarse durante el período inicial del tratamiento al vacío. El interés en moldes absorbentes se limita a consideraciones arquitectónicas.

7.3.8. Curado. Cualquier procedimiento mediante el cual se añade agua al concreto o se evita su pérdida, después de que éste endurece, contribuye a su curado. Evitar la pérdida de humedad durante edades tempranas antes de que el concreto endurezca, es particularmente importante. Con un curado inadecuado el concreto puede ser poco resistente para vencer con éxito los efectos adversos y las condiciones de exposición a edades tempranas. El curado ideal consistiría en conservar el concreto continuamente húmedo por varias semanas, a partir del momento en que ya está suficientemente duro para no escurrirse bajo la acción del agua que fluye o que se riega; después permitirle secar gradualmente antes de sujetarlo a condiciones adversas de temperatura. En algunos trabajos resulta posible un curado de por lo menos 14 días con agua, mediante el empleo de mangueras de impregnación de suelos, cubiertas de vute o algodón, inundación, carpetas de tierra húmeda o mediante sistemas de riego automáticos. Al final de tal período de curado el concreto deberá protegerse de un secado rápido para asegurarse contra el agrietamiento por contracciones debidas a dicho secado. En algunos trabajos no resulta práctico llevar a cabo el curado continuo de agua, por lo que se ha puesto especial atención al desarrollo del curado del concreto mediante compuesto de sellado. Debe darse énfasis al hecho de que los mejores resultados con compuestos de sellado se obtienen cuando: *a)* se aplican inmediatamente después del desmoldado de los moldes, o del acabado; *b)* se aplican después de que las superficies de concreto moldeadas se encuentran bien humedecidas; *c)* en ambientes muy calurosos y secos, se utilizan después de por lo menos 24 horas de un curado ininterrumpido con agua; *d)* se emplean materiales pigmentados blancos, de tal forma que pueda observarse rápidamente si todas las superficies están cubiertas en forma adecuada, y *e)* la película sellante del material aplicado se protege contra daños durante por lo menos, un mes.

7.3.9. Protección. En ambientes calurosos son necesarias ciertas medidas protectivas para reducir las temperaturas iniciales, de tal forma que el descenso subsecuente a temperaturas bajas sea tan corto como resulte posible y por lo tanto se disminuya el agrietamiento del concreto. Una medida para el objeto es el empleo del color blanco para reducir la temperatura del concreto expuesto al sol; los compuestos sellantes blancos que se usan para el curado sirven admirablemente para este propósito. Otras medidas son aquellas que reducen la temperatura del concreto al colocarse. Lo más

efectivo es el empleo del hielo, ya sea para enfriar o como parte del agua de mezclado.

En el invierno la protección sirve a dos propósitos: *a)* evitar la congelación del concreto, antes o inmediatamente después del fraguado final, y *b)* proporcionar un medio ambiente en el cual el concreto pueda alcanzar, por lo menos, la resistencia nominal antes de ser expuesto.

El Bureau no usa cloruro de calcio para estos propósitos, sino para aumentar la madurez del concreto al final del período de protección especificado así como para facilitar la remoción de formas. Las temperaturas especificadas iniciales del concreto de 10° C o más, se obtienen calentando el agua de mezclado (de preferencia a no más de 60° C para evitar un fraguado rápido y una pérdida de revenimiento), y calentando los agregados. Las antorchas o lanzadores de llamas dirigidas a la mezcla de concreto son indeseables debido a la dificultad que causan en el control del agua y del revenimiento. Las cubiertas de protección y el calentamiento adicional pueden usarse, para mantener la temperatura a 10° C por lo menos durante 72 horas. Los métodos de calefacción son más eficientes cuando las cubiertas son herméticas y a prueba de viento. Dichos métodos deberán evitar un sobrecalentamiento local y un secado general del concreto; por esta razón se prefiere el uso de vapor húmedo a no más de 2.8 Kg/cm². Deberán usarse termómetros para verificar lo adecuado de la protección y tener presente que las esquinas, bordes y superficies se congelan primero; si estas partes están seguras, el resto lo estará.

Los moldes aislados se han usado con éxito. El aislamiento con tierra o paja es útil en trabajos planos. La protección contra temperaturas de congelación después de las primeras 72 horas y hasta que el concreto tiene dos semanas de edad, es también generalmente deseable; al final del período de protección, las superficies del concreto deberán estar suficientemente protegidas de tal forma que se enfríen a una velocidad uniforme, no mayor de 11° C por cada 24 horas para concreto en masa, ni mayores de 22° C por cada 24 horas para otro tipo de concreto.

7.4. Índice del valor del control de calidad del concreto

El control de las resistencias del concreto medidas en cilindros de 15 × 30 cm, ensayados a 28 días, se emplea como el índice del valor para la medición de la uniformidad de conjunto y la calidad del concreto durante el progreso de la obra. Esta medición además de indicar las variaciones en la resistencia del concreto proporciona también una buena indicación del tipo de control usado en todas las operaciones de la obra; y aún cuando se sabe que la resistencia de los cilindros puede no ser idéntica a la resistencia del concreto en la estructura, es aún una de las mejores mediciones de que se dispone para juzgar el control. La resistencia de los cilindros de control de campo, fabricados y ensayados en una obra en construcción, será variable. No importa qué tan bien se controle una obra,

siempre existirán variaciones en la resistencia y el número de valores que caen abajo y arriba del promedio seguirán una trayectoria similar a la que se muestra (Fig. 7.1). Cuando hay un buen control de los materiales y de las operaciones del concreto, los valores se acumulan cerca del promedio y la curva resulta con mucha pendiente; en cambio, cuando hay un control pobre, los valores se extienden

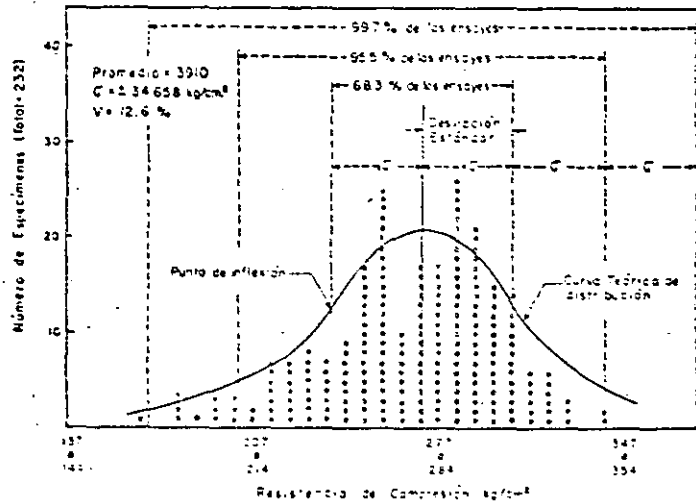


FIG. 7.1. Frecuencia típica de distribución de la resistencia de los cilindros de control de 15 x 30 cm (presa Angostura, 1948).

lateralmente y la curva es más plana. La distribución de los puntos tiende a seguir una curva normal de probabilidades que puede usarse convenientemente para medir el grado de control que se obtiene en un trabajo y para predecir qué porcentaje deberá obtenerse en una obra para tener todas las resistencias por encima de una cifra seleccionada. El radio de giro de los puntos en la curva de probabilidades alrededor de su centro se llama desviación estándar, la cual se emplea como una medida de la dispersión de los resultados. La desviación estándar dividida por la resistencia promedio se llama coeficiente de variación. Un coeficiente elevado indica un control pobre y un coeficiente bajo indica un buen control.

Un coeficiente de aproximadamente 10% es lo más bajo que puede esperarse en trabajos de concreto en el campo, y coeficientes tan altos como el 25% no son raros. En los datos mostrados el coeficiente de variación (V) es de 12.6%. Esto significa que las dos terceras partes de todas las resistencias caen dentro del 12.6% del promedio; y de la curva de probabilidades se deduce que es muy probable que uno de cada 400 especímenes estará alejado del promedio tres veces 12.6%. Al revisar las variaciones en el coeficiente de variación que ocurren en varios proyectos durante las épocas de construcción, se encontró que bajo las condiciones mejor controladas se obtenía una variación de 8.9% y bajo las peores condiciones se obtenía un coeficiente de 35.9%. Normalmente se requiere que el

80% de las resistencias de los cilindros de prueba sean mayores que una resistencia dada, que es normalmente 210 Kg/cm². En los casos en que la resistencia es de importancia muy especial, se requiere que las resistencias del 90% de los cilindros de prueba sean mayores del límite de 210 Kg/cm².

En la obra con el peor control, teniendo un coeficiente de variación de 35.9%, se requeriría una resistencia promedio de 382.2 Kg/cm² para tener un 90% de las resistencias por encima de 210 Kg/cm². En el caso de las obras mejor controladas se requeriría una resistencia solamente de 283.7 Kg/cm² para que el 90% de las resistencias sean mayores de 210 Kg/cm². Cuando la resistencia necesaria se convierte en cantidad de cemento que va a necesitarse para producir la resistencia promedio, se encuentra que se necesitan siete y medio sacos de cemento por yarda cúbica de concreto para producir un concreto de una resistencia promedio de 382.2 Kg/cm², mientras que sólo se requieren 4½ sacos de cemento para producir un concreto de 283.7 Kg/cm². Esta diferencia en el cemento requerido, traducida a los costos de la obra, alcanzaría una suma considerable en aquellos casos en que se emplean grandes volúmenes de concreto. En una obra tal como una presa muy grande que contenga un volumen de 3,000 000 de yardas cúbicas de concreto, la diferencia en costo llegaría a ser de aproximadamente 8,000 000 Dls., lo cual demuestra que es costeable ejercer un buen control en las obras de concreto en las que se trabaja con una calidad especificada.

7.5. Registros de construcción

Si se va a ejercer un control adecuado en una obra de construcción, es necesario mantener registros completos y detallados de todas las operaciones; estos registros sirven para el presente y el futuro. Le permiten al ingeniero encargado mantenerse informado en forma regular, lo ayudan tanto en el desarrollo de especificaciones trabajables para la construcción y explotación de materiales, como para el fondo de información obtenida en experiencia práctica. Esta información, suplementada por los conocimientos técnicos alcanzados mediante la investigación, sirve de base para el avance continuo en las prácticas de construcción de concreto. El valor de estos registros ha quedado demostrado en muchos ejemplos, algunas veces para el establecimiento de juicios, pero con más frecuencia para buscar las causas de un comportamiento poco satisfactorio. Los registros toman normalmente la forma de reportes diarios de inspectores de concreto, reportes mensuales de operaciones generales del trabajo y de un reporte final cuando la obra se termina. Al tabularse, los datos técnicos pueden ser la parte más valiosa de un reporte; deberán siempre incluirse consideraciones narrativas dando la descripción del equipo y métodos, explicaciones de los datos tabulados, así como observaciones o sugerencias de las fuerzas de inspección.

7.6. Conclusiones

En esta discusión ha sido posible tratar solamente los puntos importantes entre los muchos detalles que forman el control de primera clase de una obra de concreto. Solamente los puntos que comúnmente requieren énfasis se han mencionado. Puede parecer por lo tanto que el buen control de concreto involucra tantos factores que satisfacer todos al mismo tiempo originaría confusión y gastos que no se garantizan por los resultados. No es tal el caso, porque la mayor parte de estos detalles son cuestión simplemente de sentido común y buena mano de obra, los cuales pronto se vuelven cosas de costumbre a través de la práctica.

La cuestión de un grado provechoso de refinamiento deberá tenerse siempre en la mente. Debemos evitar exigencias que aumenten más el costo que la calidad del trabajo, tales como mano de obra excesiva en el acabado de superficies colocadas con moldes o sin moldes, llenado de agujeros cónicos de tornillos en superficies no expuestas y limpieza excesiva de mortero y oxidaciones firmemente adheridas al acero de refuerzo.

Podemos fácilmente justificar el costo de los detalles del control de concreto hasta aquí discutidos, cuando se llevan a cabo hasta un grado razonable, porque no significan más que el costo de una buena mano de obra y resultan en estructuras de un rendimiento y durabilidad máximos. Se encontrará mayor satisfacción al lograr un trabajo de concreto de alta calidad como resultado de estas prácticas. No existe compensación igual al conocimiento de un trabajo bien hecho y se puede estar seguro que los superiores tendrán un orgullo igual en tal logro, y que prestarán toda la ayuda y apoyo que sea necesario para obtener tales resultados.

IX. TIPOS ESPECIALES DE CONCRETO

Concreto Prempacado

(Prepacked Concrete)

9.1. Generalidades

El concreto prempacado toma el nombre del método especial con el que se fabrica. El método y algunos de los materiales están patentados en Estados Unidos y otros países. La "Intrusion Prepackt Company" de Cleveland, Ohio, tiene la patente básica para los materiales y procedimientos. El método de colocación se presta por su propia naturaleza para problemas especiales de construcción, los cuales son extremadamente difíciles, y a veces imposibles de resolver usando el concreto convencional. Los métodos del concreto prempacado se adaptan especialmente a construcciones y reparaciones bajo el agua.

El concreto prempacado se fabrica rellenando primeramente las formas con agregado grueso limpio y clasificado, y después llenando completamente los vacíos bombeando un mortero especial que contiene arena fina, cemento portland, rellenos puzolánicos y ciertos aditivos para mortero, patentados. El concreto prempacado difiere del concreto ordinario en que tiene un porcentaje más alto de agregado grueso en el producto terminado; además, el mortero contiene medios para ayudar la intrusión, relleno (filler) puzolánico y un aditivo expansivo, que contribuyen a la facilidad de bombeo y a la calidad de adherencia del mortero.

El concreto prempacado ha sido usado en muchos tipos de obras. El Bureau of Reclamation usó por primera vez este tipo de concreto en la reparación del vertedor Arizona, en la presa Hoover, por su baja contracción y sus buenas cualidades de adherencia. Las ventajas del método bajo ciertas condiciones han atraído el interés de varios laboratorios y han originado extensas investigaciones. Los programas de las pruebas de laboratorio incluyen la investigación de la resistencia a la compresión del concreto prempacado, resistencia a la adherencia, contracción de secado, su durabilidad en ciclos de congelación y deshielo, investigaciones de mezclas apropiadas, el uso de rellenos y agentes, desarrollo de equipo, técnicas de aplicación, y los efectos de temperatura.

9.2. Agregado grueso

El agregado grueso usado en la fabricación del concreto prempacado debe ser sano y durable, y pasar los mismos tipos de pruebas

de aceptación requeridas en los agregados de concreto común. La granulometría del agregado grueso depende especialmente de la fuente de abastecimiento. En general, el tamaño mínimo del agregado grueso no será menor de $\frac{1}{2}$ " y estará graduado, hasta incluir el tamaño máximo que pueda ser colocado económicamente en las formas, sin segregación; generalmente este tamaño es de 4". De preferencia los agregados deben ser duros y no susceptibles a una rotura excesiva y desgaste durante el manejo y compactación. El contenido de vacíos del agregado grueso, al colocarse, deberá ser del orden de 35 a 40 por ciento. Es conveniente conservar el contenido de vacíos tan bajo como sea posible dentro de este rango con objeto de reducir la cantidad de mortero usado por unidad de volumen. Con esto se tendrá un bajo contenido de cemento y menor calor de hidratación y en consecuencia menores cambios de volumen al enfriarse.

En pruebas de laboratorio, en donde se usa un tamaño máximo de agregados de 1 $\frac{1}{2}$ ", se ha encontrado que con una granulometría que contiene 48% de tamaños de $\frac{3}{8}$ " a $\frac{1}{4}$ " y 52% de $\frac{1}{4}$ " a 1 $\frac{1}{2}$ ", el contenido de vacíos está comprendida entre 35% y 40% cuando se compacta dentro de las formas. Por supuesto la granulometría usada en el campo depende mucho de la fuente de agregados. Como ejemplo de una granulometría en el campo podría ser la siguiente: 32% de 3" a 4 $\frac{1}{2}$ ", 33% de 1 $\frac{1}{2}$ " a 3", 35% de $\frac{3}{8}$ " a $\frac{1}{2}$ ".

9.3. Agregado fino

La arena usada en el mortero para concreto preempacado deberá tener un módulo de finura de 1.40 a 2.00. La arena deberá pasar totalmente la malla N° 8, y por lo menos el 95% deberá pasar la malla N° 16 y estar graduada de tal manera que un gran porcentaje se retenga en la malla N° 50.

Aun cuando se ha empleado arena triturada en el mortero, se prefiere la arena natural redondeada por necesitar menos agua y porque se presta mejor para el bombeo.

9.4. Cemento

Para el concreto preempacado puede usarse cualquier cemento utilizable en el concreto convencional. El tipo se seleccionará de acuerdo con los factores de control y las condiciones de la obra que determinarían tal selección para concreto normal.

9.5. Relleno (Filler)

El relleno puzolánico usado en la preparación del mortero de intrusión del concreto preempacado es un material silicoso finamente dividido. Este relleno es el fly ash, un producto formado al quemar carbón en la presencia de vapor, y que se obtiene en plantas de vapor. Tiene forma esférica, y aunque de la misma finura que el ce-

mento, contribuye en la calidad del mortero de intrusión reduciendo el sangrado, mejorando el bombeo, las propiedades de intrusión de la mezcla, y reduciendo la separación de la arena, conservando las partículas en suspensión por un período más largo de tiempo. Por medio de su acción puzolánica, el relleno contribuye a la resistencia a la compresión en edades avanzadas.

9.6. Agentes

Se emplea también un aditivo intrusivo en la mezcla de mortero. Este medio incluye un agente orgánico dispersor del cemento y polvo de aluminio. El agente dispersor, lignosulfato de calcio, hace al mortero más fluido y reduce por lo tanto la cantidad de agua que se requeriría de otra forma. El polvo de aluminio reacciona químicamente con el cemento para formar gas hidrógeno, que hace que la lechada se expanda, mejorando así las características de adherencia.

9.7. Proporciones de la mezcla de mortero

La cantidad de arena utilizada en la mezcla de mortero intrusivo se controla dentro de estrechos límites, requeridos por el bombeo y la resistencia. Obviamente el mortero de intrusión deberá tener suficiente resistencia para aglutinar al agregado grueso en una masa cohesiva, en donde la resistencia de la masa es controlada por la resistencia del mortero. El otro factor de control es el requerimiento de que el mortero sea suficientemente bombeable para que todos los vacíos de la masa de agregados se llenen completamente.

La mezcla usual del mortero consiste de 1.0 parte de cemento, 0.5 parte de relleno, y 1.5 partes de arena. Con materiales normales, una relación agua-cemento de 0.67 o una relación de $2/c + f$ de 0.45, si el relleno empleado se considera como parte del material cementante, producirá una lechada bombeable. El aditivo de intrusión se proporciona al 1% del peso del cemento. El contenido de arena podrá aumentarse a 2.25 partes; sin embargo, la relación agua-cemento para esta cantidad de arena es aproximadamente de 0.83, que como se puede ver, resultará en una resistencia más baja.

9.8. Consistencia

Con relación a la terminología de morteros, la consistencia es la medida de la fluidez o facilidad de bombeo. Se usa la prueba de consistencia para mantener una cantidad uniforme de agua en el mortero y así controlar la bombeabilidad además de la calidad. Existen varios dispositivos que pueden usarse para este propósito; en el laboratorio se usa un viscosímetro o un aparato de consistencia (Fig. 9.1). Un tipo consiste de una plataforma giratoria accionada por un motor eléctrico de 1/10 hp. a una velocidad constante de 63 revolucio-



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS
DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO DE 1985
MEXICO D.F.

APUNTES DE PUERTOS

ING. JULIO PINDTER VEGA
JUNIO 1985

I N D I C E

PAG.

OCEANOGRAFIA	1
PLANO DE COMPARACION PARA LEVANTAMIENTOS BATIMETRICOS.	6
MAREAS DIURNAS Y SEMIDIURNAS	11
V I E N T O S	14
O L E A J E	18
BATIMETRIA	23
OLA SIGNIFICANTE	29
INGENIERIA DE COSTAS	31
REFRACCION	31
DIFRACCION	41
REFLEXION	45
PROCESOS LITORALES	49
ESPIGONES	65
DIQUES DE ABRIGO	69
DIQUES DE TALUD	71
MODELOS HIDRAULICOS	79

A P U N T E S D E P U E R T O S

ING. JULIO PINDTER VEGA

México, D.F. 1985

F =

ces mayor que la del Sol ya que la fuerza de atracción es directamente proporcional a las masas de los cuerpos e inversamente al cuadrado de la distancia. La atracción de los demás astros no se hace notar en las aguas de los mares, en virtud ya sea, de sus pequeñas masas, ó bien de sus enormes distancias.

Los niveles máximos y mínimos de la marea se denominan, planeamar y bajamar ó marea máxima y marea mínima tomando el promedio entre estos niveles se obtiene un resultado poco más o menos constante en todos los puertos, denominado nivel de marea media o nivel medio del mar al cual se refieren las altitudes.

Existen dos teorías que explican el fenómeno de las mareas: una desarrollada por Newton que se conoce como "Teoría estática de las mareas" y la otra de Laplace llamada "Teoría dinámica de las mareas".

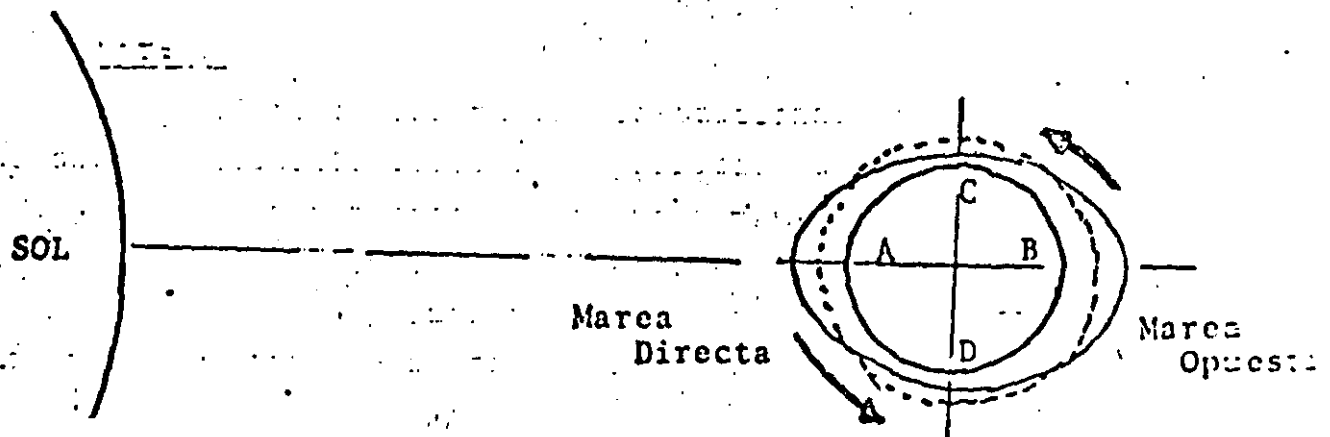
∴ Teoría estática de Newton.

Se base en las siguientes hipotesis:

La parte liquida de la tierra está uniformemente distribuida, cubriendo todo el globo.

El agua es un líquido ideal, que inmediatamente toma su posición de equilibrio, bajo la acción de las fuerzas a las que está sujeta.

Representemos graficamente al Sol y la Tierra.



F

OCEANOGRAFIA.

La oceanografía comprende todos los estudios correspondientes al mar.

MAREAS LUNARES Y SEMIDIURNAS

VIENTOS

OLEAJE

BATIMETRIA

CLASIFICACIONES

INGENIERIA DE COSTAS

Oceanografía

Física

Biológica

Oceanografía de aguas profundas.

e Ingeniería de costas.

1). Trata los problemas físicos en altamar.

2). Trata los problemas físicos en las inmediaciones de la costa, incluyendo los litorales.

En los estudios oceanográficos para fines de proyecto de obras marítimas, deben proporcionar información sobre los siguientes aspectos:

- a). Mareas.
- b). Viento.
- c). Oleaje.
- d). Corrientes.
- e). Topohidrografía.
- f). Características del fondo marino.

Mareas.

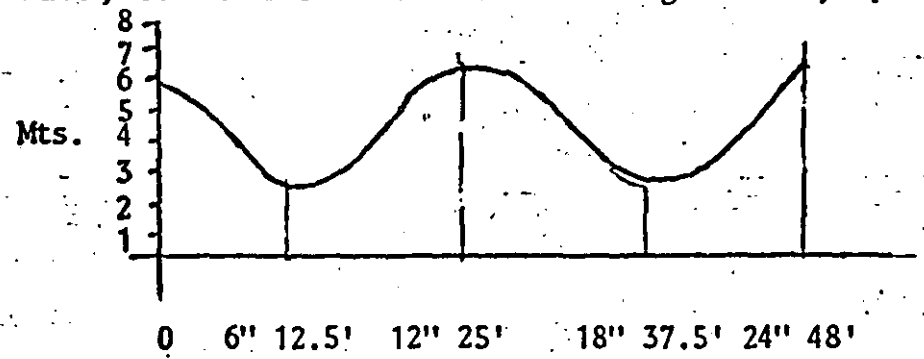
El fenómeno de las mareas es ocasionado por la atracción de cuerpos celestes sobre la superficie líquida de la tierra, dando lugar a movimientos de grandes masas de agua. Los cuerpos celestes que tienen influencia decisiva en las mareas son, la Luna y el Sol. La Luna por su cercanía a la tierra y el Sol por su enorme masa, siendo la acción de la Luna 2.18 ve-

La superficie de la tierra está representada por la línea punteada, suponiendo que no existe ninguna atracción; al presentarse la atracción de un cuerpo celeste el agua sufrirá una elevación de su nivel en el punto A, que está frente al astro, sin embargo en el punto B, se presenta una sobre-elevación del nivel originada por las fuerzas de inercia del conjunto.

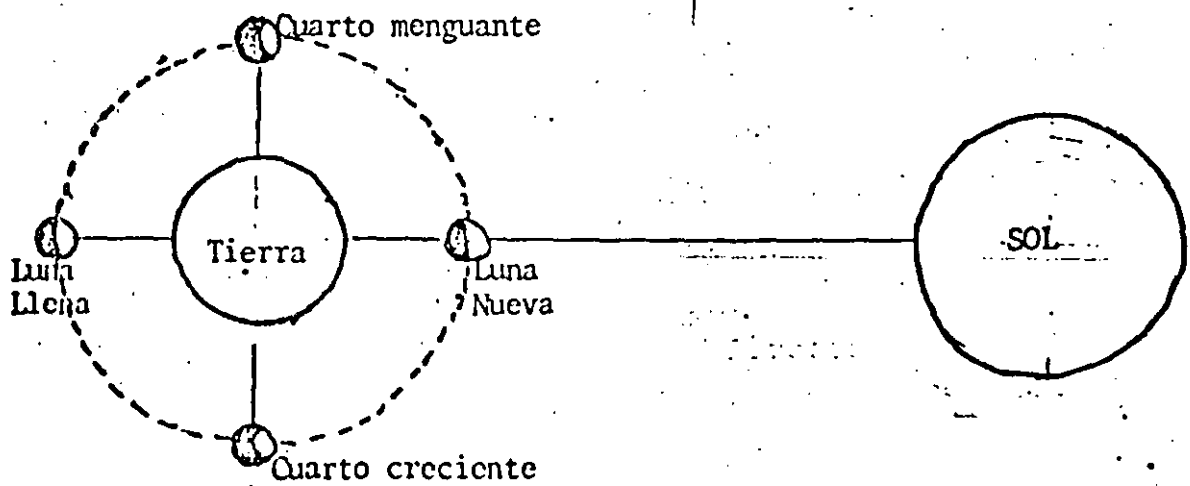
Dado que el volumen de agua permanece constante, necesariamente en los puntos C y D, habrá una disminución del nivel del mar; como la tierra hace un giro completo sobre su eje en 24 horas, en ese lapso se presentarán dos mareas altas (flujo) y dos bajas (reflujo), en cualquier punto de ella.

El ciclo se completa en 24 horas 48 minutos. Ese retraso se origina porque la tierra dio un giro completo, la Luna -- cambió su posición relativa con respecto a ella.

Tomando las alturas del nivel del mar con respecto a un punto fijo y relacionandolas con el tiempo, se obtiene una gráfica, la cual se denomina "Mareogramas" y que es.



Representemos las posiciones relativas entre la Tierra, la Luna y el Sol.



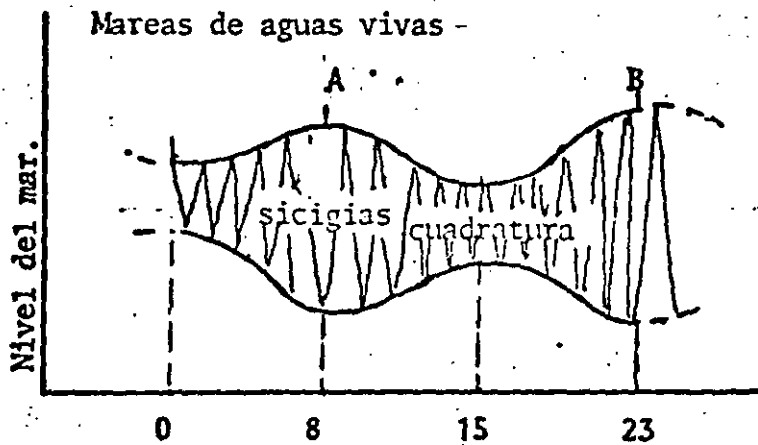
Cuando el conjunto está en sicigias, esto es, cuando se presenta la Luna Nueva o la Luna llena, las atracciones del Sol y de la Luna se suman dando origen a las mareas vivas.

Cuando la Luna está en cuarto creciente o cuarto menguante, su acción se contrarresta con la del Sol, dando lugar a las llamadas mareas muertas, a esta posición se le llama cuadratura.

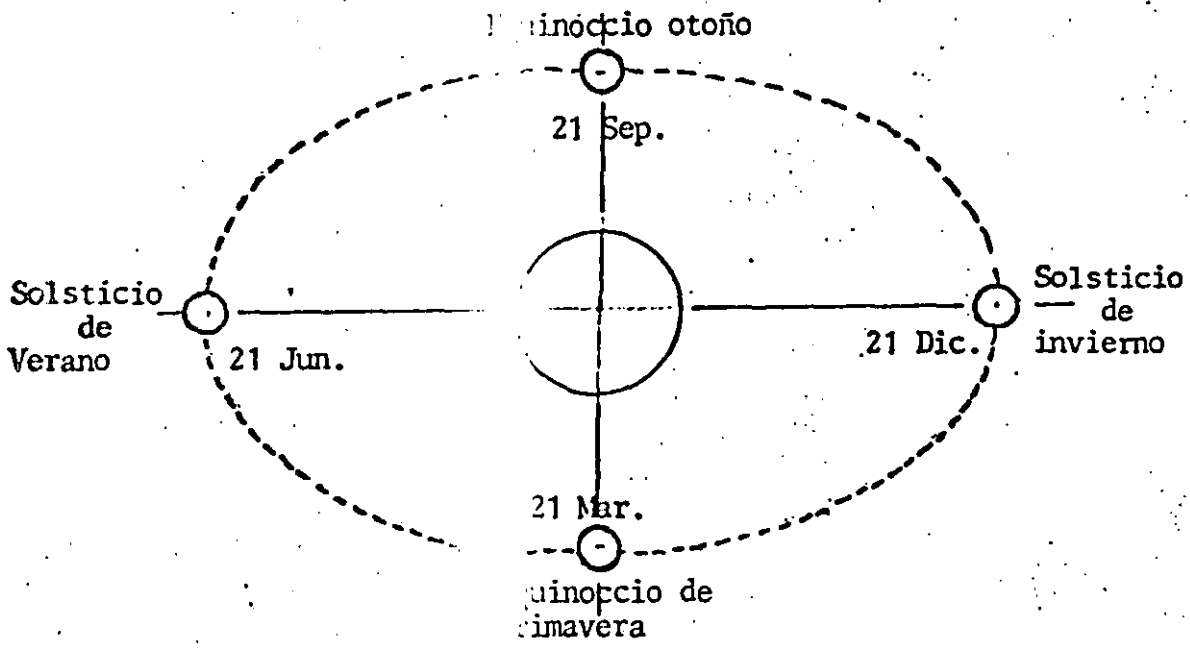
Si se tiene el mareograma diario durante un ciclo lunar, se puede trazar la envolvente de todas las mareas altas, así como la envolvente de las bajas entendiéndose por amplitud la distancia vertical entre una marea alta cualesquiera y la baja siguiente.

Las sicigias (amplitud de mareas máximas) se presentan dos veces al mes.

Grafica de un aspecto general de una curva de marea:

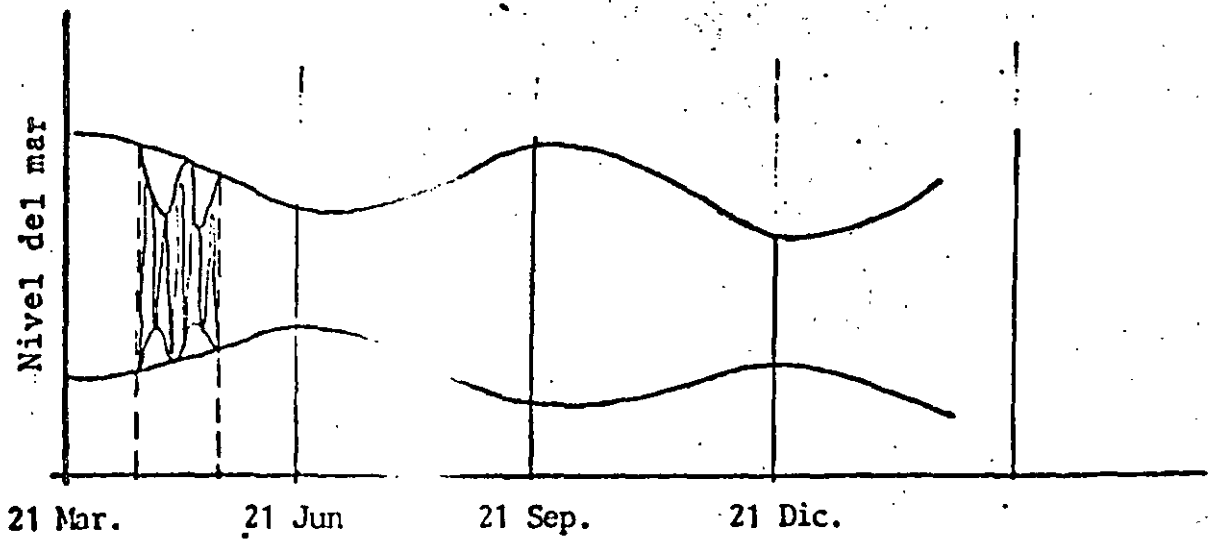


La acción del Sol sobre las mareas es más notable en las épocas de los equinoccios que en las de los solsticios, por lo que las máximas, amplitudes anuales se presentarán cuando se tengan las sicigias equinocciales.



ECLIPSE

Tracemos las envolventes de las altas y bajas mareas de las sicigias del año.



Marcogran. anal

F

Si para un caso dado se dispone de los diagramas antes mencionados durante un período mínimo de un año, se podrán obtener los diversos niveles que a continuación se citan:

- 1.- Nivel de marea media.- el promedio de las mareas altas y bajas diarias.
- 2.- Nivel de marea alta media.- Es el promedio de las mareas altas diarias.
- 3.- Nivel de marea baja media.- Es el promedio de las mareas bajas medias.
- 4.- Nivel de mareas altas de sicigias.- Es el promedio de las mareas altas de sicigias.
- 5.- Nivel de mareas bajas en sicigias.
- 6.- Nivel de mareas altas equinocciales.- Es el promedio de las mareas altas equinocciales.
- 7.- Nivel de mareas bajas equinocciales.- Es el promedio de las mareas bajas equinocciales.
- 8.- Marea máximo absoluta. Es la marea máxima observada.
- 9.- Marea mínima absoluta. Es la mínima marea observada.

Si solo se dispone de un año de observaciones, los niveles corresponden a las mareas altas y bajas equinocciales -- quedarían determinadas con el promedio de únicamente dos valores; por lo que es conveniente disponer de un mayor número de años de observación.

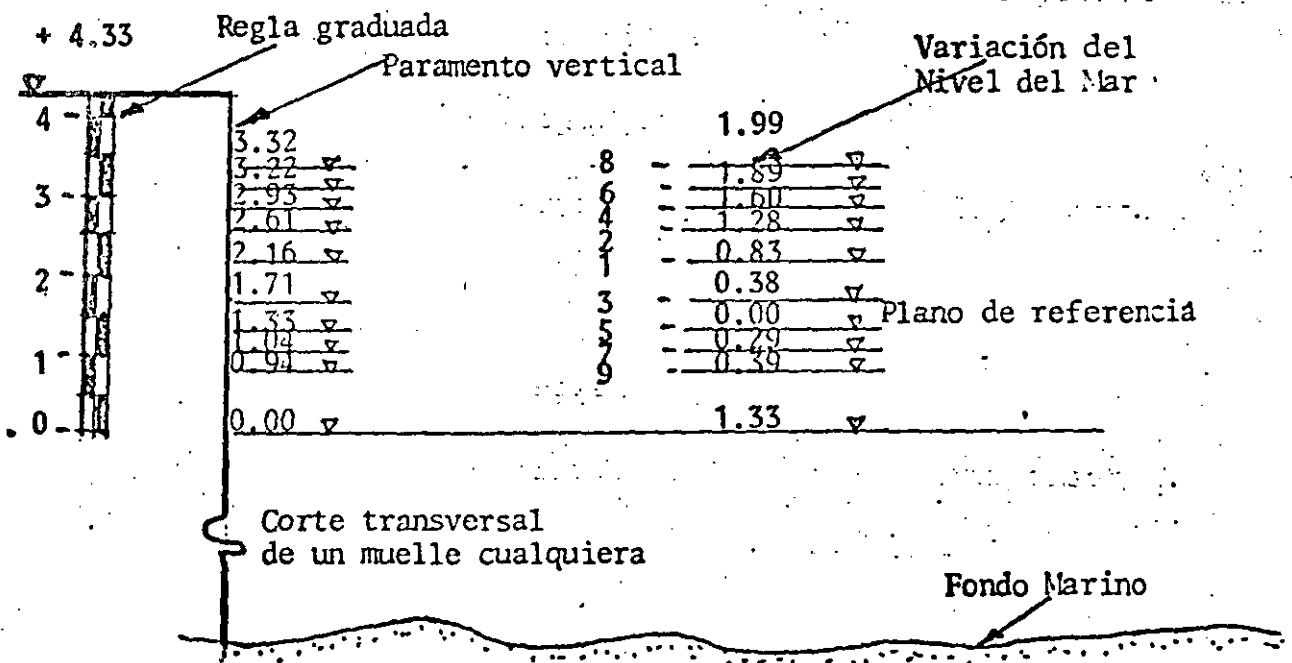
Elección del plano de comparación para los levantamientos topohidrográficos portuarios:

Establecidos los diferentes niveles es necesario indicar

la aplicación de estos a los problemas del ingeniero portuario.

Se utilizan para determinar las alturas de los muelles, para el diseño de las obras exteriores, para indicar a las embarcaciones las horas de entrada y salida en caso de profundidades escasas, para apreciar la importancia de las corrientes de flujo y reflujo, para indicar las profundidades en el área portuaria y en los accesos, siempre referidos a un mismo plano de comparación.

Pongamos un ejemplo de elección de plano de comparación:



Si se toma como plano referencial el nivel de marea mínima absoluta, durante todo el tiempo se tendrán profundidades mayores que las indicadas.

Si tomara como plano de referencia o comparación el nivel de mareas bajas equinocciales solo dos veces al año serían reales las profundidades indicadas, teniéndose siempre

profundidades, mayores a las marcadas.

Al considerar como referencia el nivel de mareas bajas de sicigias, se presentará esta situación cada 14 días, por lo que dada su frecuencia es el plano de referencia más comúnmente usado y el adoptado en México.

Los datos con los cuales se determinarán los diversos niveles del mar se obtienen a partir de observaciones directas en las cuales las envolventes reales determinadas suelen no coincidir con las envolventes teóricas antes explicadas.

La teoría de Newton explica en forma general el fenómeno de las mareas, para entrar al detalle resulta ineficaz.

Según esa teoría la amplitud de las mareas en los polos es nula, obteniéndose un máximo en el ecuador de 0.60 m. cosa que en la realidad no sucede.

La discordancia existente entre los hechos y la teoría de Newton se aplica si se piensa que el agua no es un móvil que pueda adoptar instantáneamente la figura del equilibrio, ya que su inercia no se lo permite. Además las áreas de agua se encuentran subdivididas en Océanos, Mares, Golfos, Bahías, Lagunas, Esteros, Albuferas, Estuarios, Deltas, etc., en cada uno de los cuales el agua posee un período propio de oscilación.

Teoría dinámica de Laplace.

La teoría dinámica de Laplace, trata de explicar las diferencias existentes entre la realidad y la teoría de Newton. Uno de los puntos discordantes es la presencia del retraso de las mareas con respecto al paso del cuerpo perturbador por el meridiano del lugar, esto se debe principalmente a la fricción e inercia del agua. Las partículas líquidas describen ciertas trayectorias cuyo movimiento depende de las causas generadoras, así como de la profundidad y forma de los vasos, -

por lo que el estudio de las mareas lo basa Laplace en la su perposición de diversas ondas, semejantes a las generadas por el viento y sujetas a los fenómenos se puede apreciar claramente en nuestros litorales en la zona del golfo de California, que por su forma, en continuo estrechamiento hacia el norte, a través de 1100 km., origina una sobre elevación local de marea la cual en su entrada tiene 1.0 m. de amplitud, en Puerto Peñasco alcanza 7.5 mts. y en la desembocadura del Río Colorado, lugar donde termina el Golfo, la amplitud es de 10.50 mts.

Laplace se apoyó en los principios siguientes:

1.- Bajo la influencia de una fuerza perturbadora, rigurosamente periódica, el movimiento del agua en el mar es rigurosamente periódico, con el mismo período de la fuerza que lo provoca.

2.- Cuando varias fuerzas actúan simultáneamente, sus acciones se sobreponen y pueden ser valuadas en forma separada.

3.- La amplitud de los diversos movimientos originados por diferentes causas es proporcional a la intensidad de las fuerzas que los producen.

Dado que la posición relativa de la tierra con respecto al Sol no es constante, se origina una onda cuyos valores máximos se presentan durante los equinoccios, con período de 6 meses.

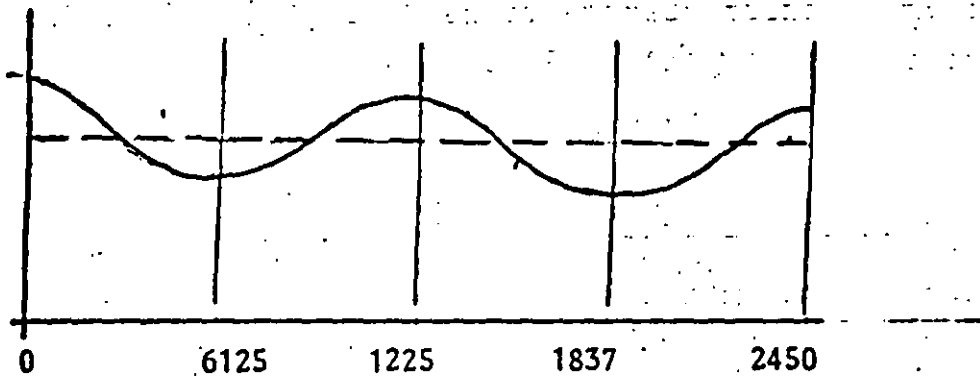
La posición relativa del Sol, la Luna y la Tierra origina otra onda cuyos máximos se presentan en sicigias, con período de 14 días aproximadamente.

Debido a la rotación de la tierra y las fuerzas de inercia del conjunto, se presenta otra cuyos valores máximos se presentan cada 12 horas.

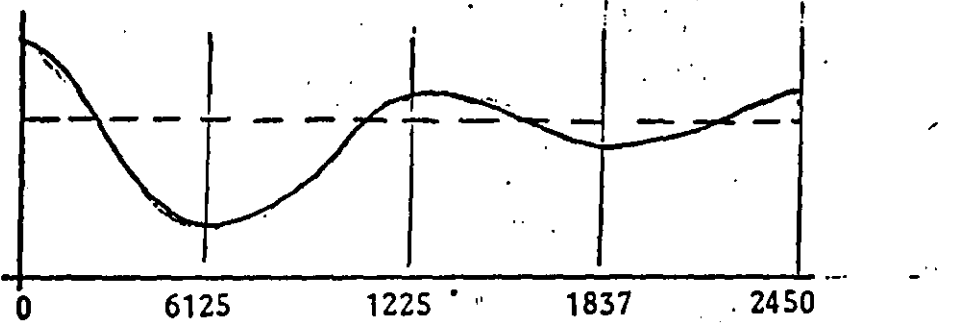
La forma de los vasos puede originar retrasos, amplia-

ciones o reducciones de las ondas que se presentan y en cada caso particular son constantes.

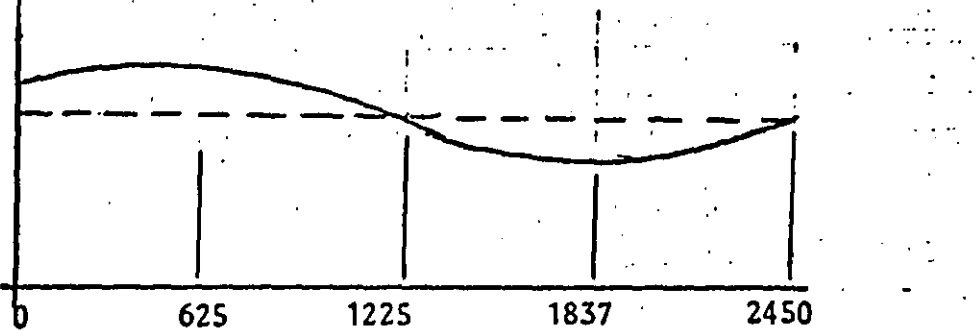
Debido a la presencia simultanea de dos o más de ondas antes mencionadas en un lugar determinado, dan lugar a ondas que pueden ser de los siguientes tipos:



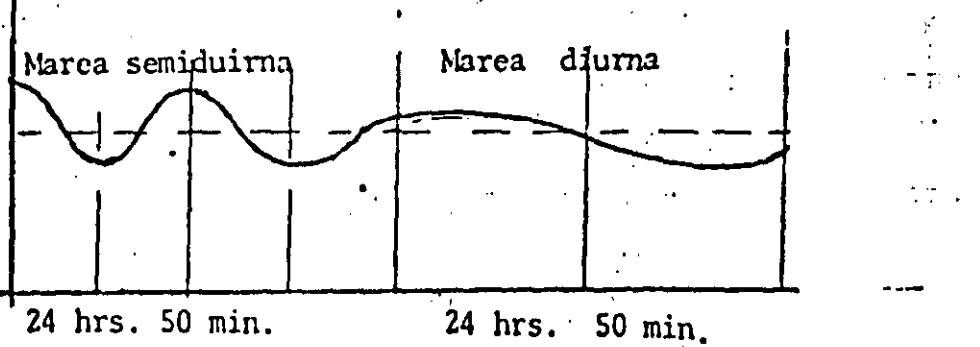
Marea Semidiurna Regular



Marea Simidiurna Irregular



Marea Diurna



En las mareas semidiurnas regulares:

El intervalo entre dos bajas y dos altas consecutivas es de 12 hrs. 25 min.

En las mareas semidiurnas irregulares:

Se presentan diferencias muy sensibles entre dos mareas consecutivas, este tipo de marea se genera en el Océano Pacífico y en el Índico.

Las mareas diurnas, con una sola alta y una baja en 24 hrs. 50 min. se presenta en el Golfo de México y en el Golfo de Tonkin.

Las mareas mixtas; unas veces diurnas y otras semi-diurnas se presentan en pequeña escala en ambos litorales.

En cuanto a las variaciones del nivel del mar por efecto de las mareas, se tiene que en el Golfo de México en la costa Tamaulipeca la variación de las mareas es de aproximadamente 80 cm., mientras que en la Isla de Cozumel en el mar Caribe es del orden de 30 cm. En el Océano Pacífico son del orden de 1.50 mts., excepto en el Golfo de California cuya variación es de aproximadamente de 7.50 mts. en Puerto Peñasco y de 10.50 mts. en la desembocadura del Río Colorado.

De acuerdo con los estudios realizados por el Instituto de Geofísica de la UNAM, se está tratando de implantar los siguientes planos de comparación.

En el Golfo de México y Caribe (predominantemente diurna) nivel de bajamar media; que se obtiene tomando el promedio de la bajamar más baja diaria.

En el Pacífico y Golfo de California.- Nivel de bajamar media inferior; es el promedio de la más baja de las dos bajamars diarias.

Acción del viento y de la presión atmosférica.

Cuando sopla el viento en la dirección de la marea, aumenta su altura, si sopla en dirección contraria, la disminuye. El viento a veces afecta a la marea en un cuarto de su altura.

La presión atmosférica también influye en la altura de la marea, cuando aumenta la presión la altura de marea disminuye. La presión atmosférica que obra sobre las mareas actua en una gran extensión, por lo que las alturas barométricas de un puerto no pueden servir de base para la determinación de su efecto sobre la marea de ese puerto.

Corriente de marea.

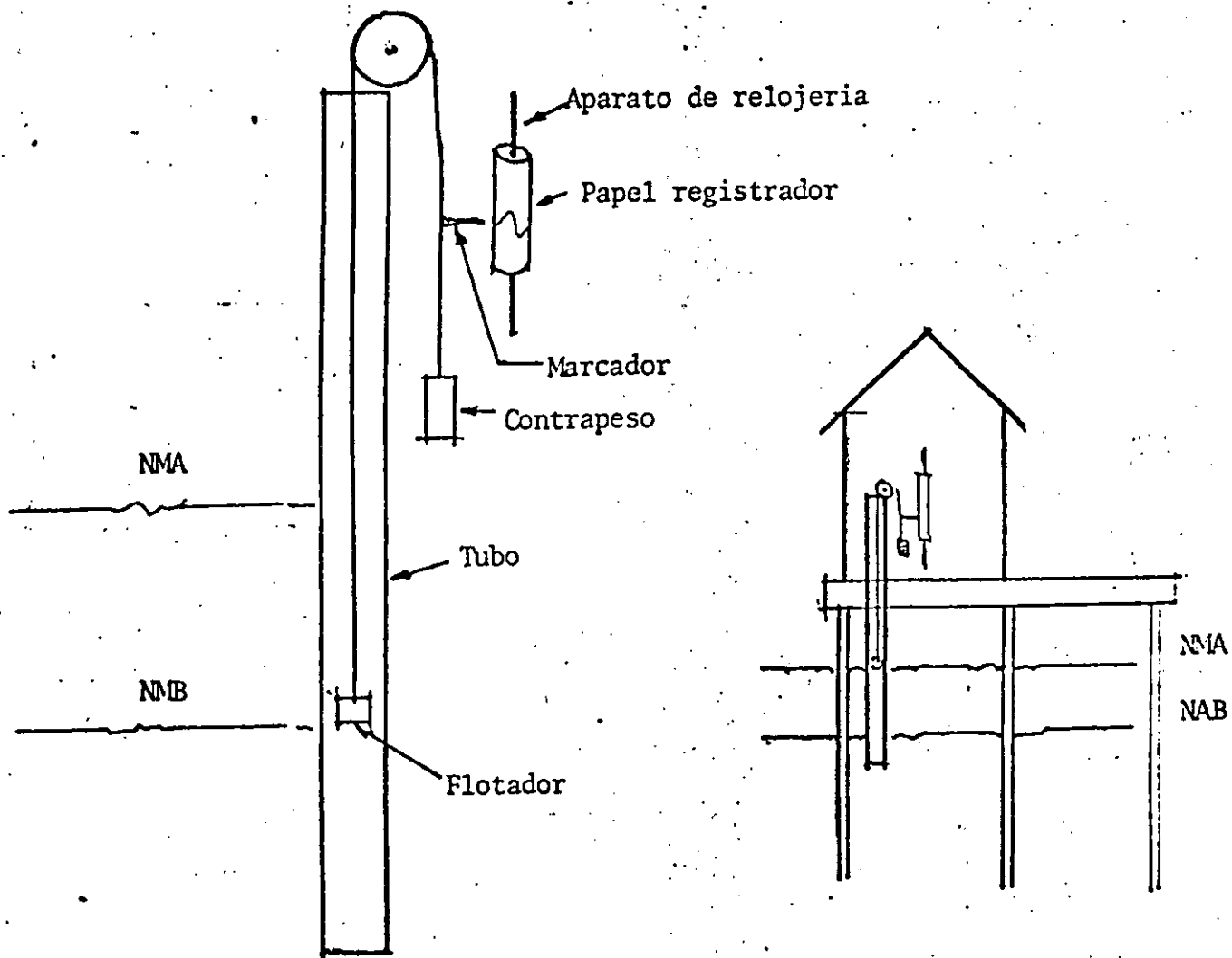
Las mareas producen corrientes periódicas. Estas corrientes, débiles en altamar pueden adquirir cerca de las costas - velocidades suficientes para arrastrar los materiales del fondo removido por las olas; el estudio de estas corrientes es - muy importante para el proyecto de instalaciones marítimas y de acceso a los puertos. Tales corrientes unas veces pueden - ser propicias al mantenimiento de las profundidades dentro de los puertos otras veces pueden socavar en las proximidades de un obstáculo tal como un rompeolas, o un faro, o producir azolves dentro del puerto.

Cambian teóricamente de sentido en el momento en que el mar alcanza su nivel medio. Cuando el mar está por encima de ese nivel hay corrientes de flujo, cuando está por debajo hay corriente de reflujó, cuyo sentido es opuesto al primero.

Las corrientes de marea son corrientes de masa, y su velocidad débil en altamar en comparación con zonas próximas a las costas en donde la corrientes varían mucho en dirección y en intensidad según la configuración de las orillas, su velocidad puede llegar a ser considerable a la entrada de Golfos prfundos,

MAREOGRAFO:

Para obtener graficamente las alturas de las mareas se usa el mareografo que consiste:



Un mareografo debe localizarse en donde el efecto del oleaje sea mínimo.

Viento.

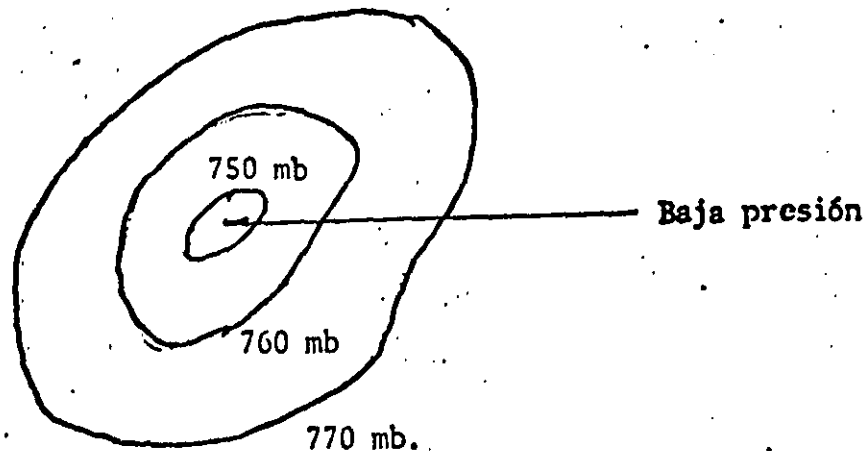
Se denomina viento al desplazamiento de las masas aereas y usualmente se mide su intensidad en su componente horizontal. Este movimiento del aire se produce debido a los cambios de temperatura de la atmosfera. Cuando el aire se calienta su densidad disminuye y como resultado de esto asciende y es sustituido por aire más frio que fluye adentro y abajo de éste. Los cambios en temperatura en la atmosfera, debido a la diferencia en absorción superficial del calor por la tierra en comparación con el agua y las montañas comparadas con los valles, y los cambios producidos por la noche y el día originan "vientos locales".

En resumen podemos decir que la causa inicial del viento es la diferencia de temperatura, la que a su vez engendrará la diferencia de presiones y por último el viento.

Con objeto de prever las condiciones meteorológicas, los observatorios editan las llamadas cartas de tiempo, donde todos los puntos de igual presión atmosférica están unidos por líneas que se llaman isobáricas.

Durante meteoros de consideración se hacen cartas de tiempo a lapsos de 6 hrs.

En los ciclones las curvas isobáricas son cerradas al rededor del centro y la distancia entre ellos va decreciendo hacia él.



Conocidas las curvas isobáricas se puede encontrar el gradiente ó pendiente isobárica que existe entre dos líneas sucesivas, obteniéndose de esta manera la fuerza o intensidad del viento, de esta forma se obtiene la intensidad de los denominados "vientos ciclónicos tropicales" además los "vientos locales y los ciclónicos", existe un flujo de aire debido a que el aire cálido del ecuador es reemplazado por aire más frío fluyendo desde el norte y sur desviado por la rotación de la tierra y que forman los "vientos permanentes".

Para fines de diseño de obras marítimas, podemos decir que los "vientos ciclónicos" generan las olas de mayor altura y por ello más peligrosas para las instalaciones portuarias.

Los vientos "permanentes" los que se llaman también vientos oceánicos, y que generan los oleajes reinantes y dominantes que son la base del estudio del régimen de las costas y "vientos" locales que tienen influencia en el diseño portuario para la orientación de los muelles, transporte eólico de arena y maniobras de los buques, siendo su influencia en el oleaje prácticamente nula.

La dirección, frecuencia, e intensidad de los vientos en un lugar determinado, se representa gráficamente por la rosa de los vientos, la dirección del viento está dada del punto desde el cual viene.

La fuerza de los vientos se clasifica de acuerdo con la escala de BEAUFORT en la cual la intensidad está dada por 13 números de 0 a 12 cada número representa una velocidad aproximada y una descripción general de su intensidad.

<u>Número de Beaufort</u>	<u>Descripción</u>	<u>Velocidad (m/seg)</u>
0	C a l m a	0.3
1	Aire ligero	0.3 a 1.5
2	Brisa leve	1.6 a 3.3

<u>Número de Beaufort</u>	<u>Descripción</u>	<u>Velocidad (m/seg)</u>
3	Brisa suave	3.4 a 5.4
4	Brisa moderada	5.5 a 7.9
5	Brisa fresca	8.0 a 10.7
6	Brisa fuerte	10.8 a 13.8
7	Vendaval moderado	13.9 a 17.1
8	Vendaval fresco	17.2 a 20.7
9	Vendaval fuerte	20.8 a 24.4
10	Vendaval toral	24.5 a 28.4
11	T o r m e n t a	28.5 a 33.5
12	H u r a c á n	más de 33.6

Nº de la Escala de Beaufort

- | | |
|----|---|
| 0 | El humo sube vertical. |
| 1 | El humo se inclina. |
| 2 | Ligeros movimientos en las hojas de los árboles. |
| 3 | Agita las hojas de los árboles y extiende las banderas ligeras. |
| 4 | Se mueven las ramas pequeñas y se levanta polvo y papeles ligeros |
| 5 | Mueve los árboles pequeños y forma ondas en los estanques. |
| 6 | Mueve las ramas grandes, hace silvar los hilos telegráficos. |
| 7 | Se mueven todos los árboles y no se puede caminar en contra del viento. |
| 8 | Rompe ramas delgadas, impide andar. |
| 9 | Destrozos en edificios, caen tejas y chimeneas. |
| 10 | Arboles arrancados de cuajo y desperfectos en edificios. |
| 11 | Desperfectos graves y muy generalizados. |
| 12 | Verdadera catástrofe. |

La velocidad aproximada en nudos en cada número de la escala, viene dada por:

$$V = \frac{n(n+1)}{2} + 2 ; \text{ por ejemplo } N = 11$$

$$V_{11} = \frac{11(11+1)}{2} + 2 = 68 \text{ nudos.}$$

Vientos dominantes y Reinantes.

Se llaman dominantes a los vientos de mayor intensidad. La entrada de los puertos, y la dirección de las Darsenas - deben ser estudiados sobre todo para la dirección de este 0 viento.

Se llaman reinantes al viento más frecuente, también - hay que tomarlo en cuenta para las darsenas.

El viento de máxima frecuencia (reinante) en algunos - casos puede ser el dominante.

Presión del viento.

Varian con el cuadrado de la velocidad y esta dada por la fórmula.

$$P = c \cdot q \quad (\text{kg/m}^2)$$

en donde c es un coeficiente que depende de la forma de la --- construcción.

$$\text{La presión estática } q = \frac{v^2}{16} \quad (\text{kg/m}^2)$$

v en m/seg. . .

$$P = c \left(\frac{v^2}{16} \right)$$

Valores de c para edificios limitados por superficies planas se aplican los siguientes valores:

Superficie perpendicular a la acción del viento

$$c = 1.2$$

Caras expuestas al viento
en torres

$$c = 1.6$$

superficies inclinadas, un
ángulo α con respecto a la
dirección de viento

$$c = 1.2 \text{ Sen } \alpha$$

Si forma parte esta superfi-
cie de una torres

$$c = 1.6 \text{ Sen } \alpha$$

Anticiclones.

Es un fenómeno meteorológico que se presenta en una región de la superficie terrestre o en una superficie a nivel sobre la cual la presión atmosférica es más alta que la de las zonas circundantes, con un máximo situado aproximadamente en la zona central de dicha región. Se caracteriza por las isobaras cerradas, aproximadamente concentricas y por una circulación del viento del tipo espiral del centro a la periferia en el sentido de las manecillas del reloj en el emisfério boreal ó norte y en sentido contrario, en el austral ó sur, es decir de características dinámicas, térmicas y meteorológicas opuestas al ciclón.

Su velocidad de translación es menor que el de los ciclones y su movimiento se dirige hacia una zona de baja presión.

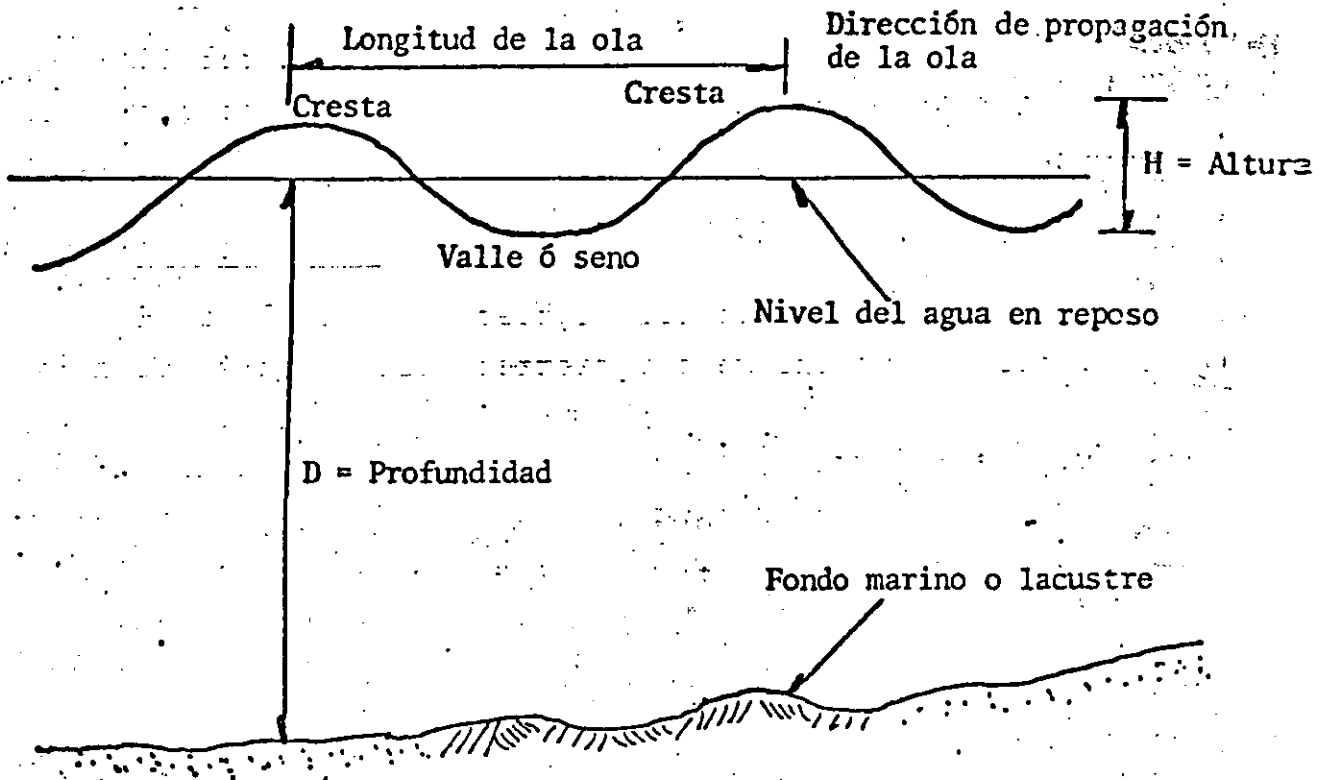
Los anticiclones están dotados de movimientos descendentes y producen cielos despejados, aumentando el frío en invierno y elevando el calor en verano.

Oleaje.

Ola.- Se conoce con el nombre genérico de "olas" a toda ondulación de corto período que puede sufrir la superficie libre del agua (lagos, mares, etc.). El oleaje es produ

cido fundamentalmente por la acción del viento sobre la superficie del agua, también pueden ser producidas por un terremoto o por acomodamientos de capas del fondo marino.

Características de la ola.



L = Longitud de la ola (m)

T = período (seg) tiempo que tardan en pasar dos crestas o dos valles consecutivos por un mismo punto. Es la única característica que no cambia con la profundidad.

H = Altura de la ola (m) distancia vertical entre una cresta y un valle

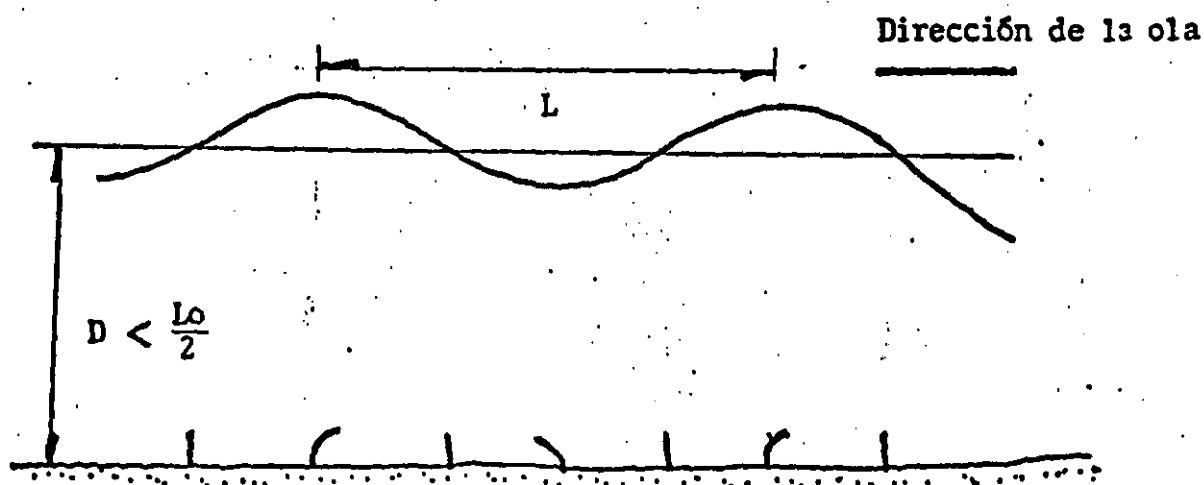
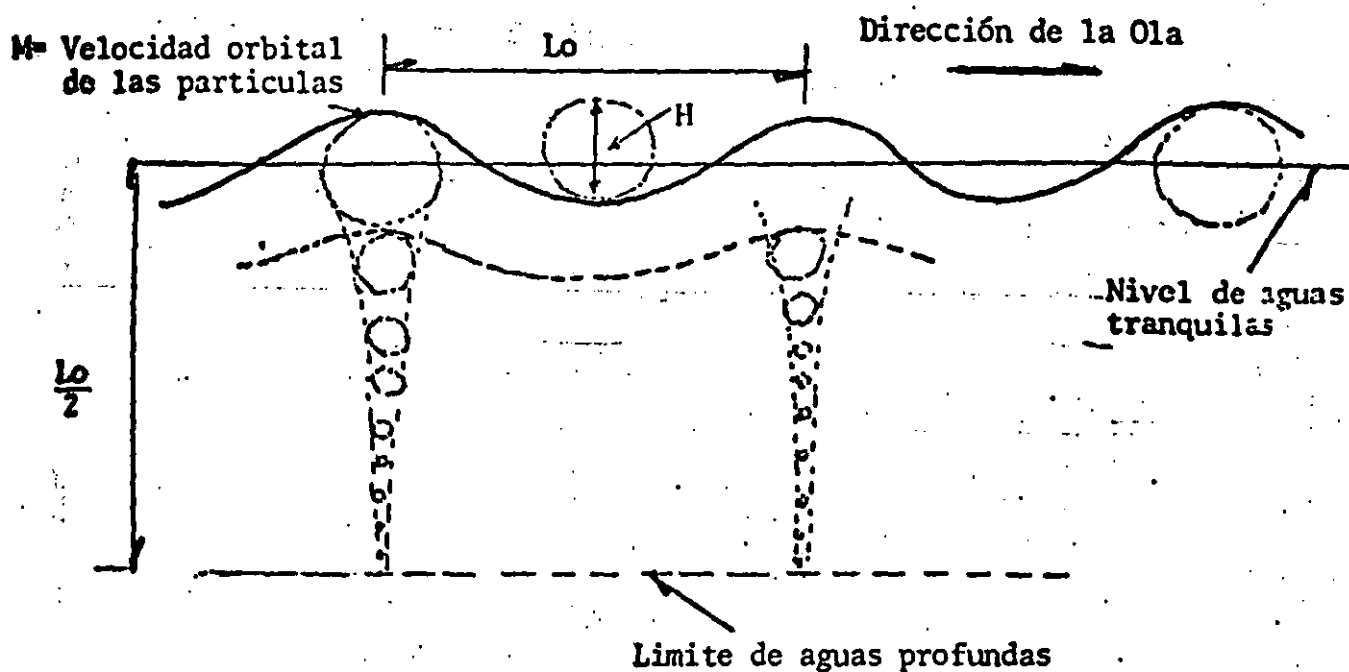
C = Celeridad = $\frac{L}{T}$ ($\frac{m}{seg}$), es la velocidad de la ola, o sea es la velocidad de propagación.

D = Profundidad.

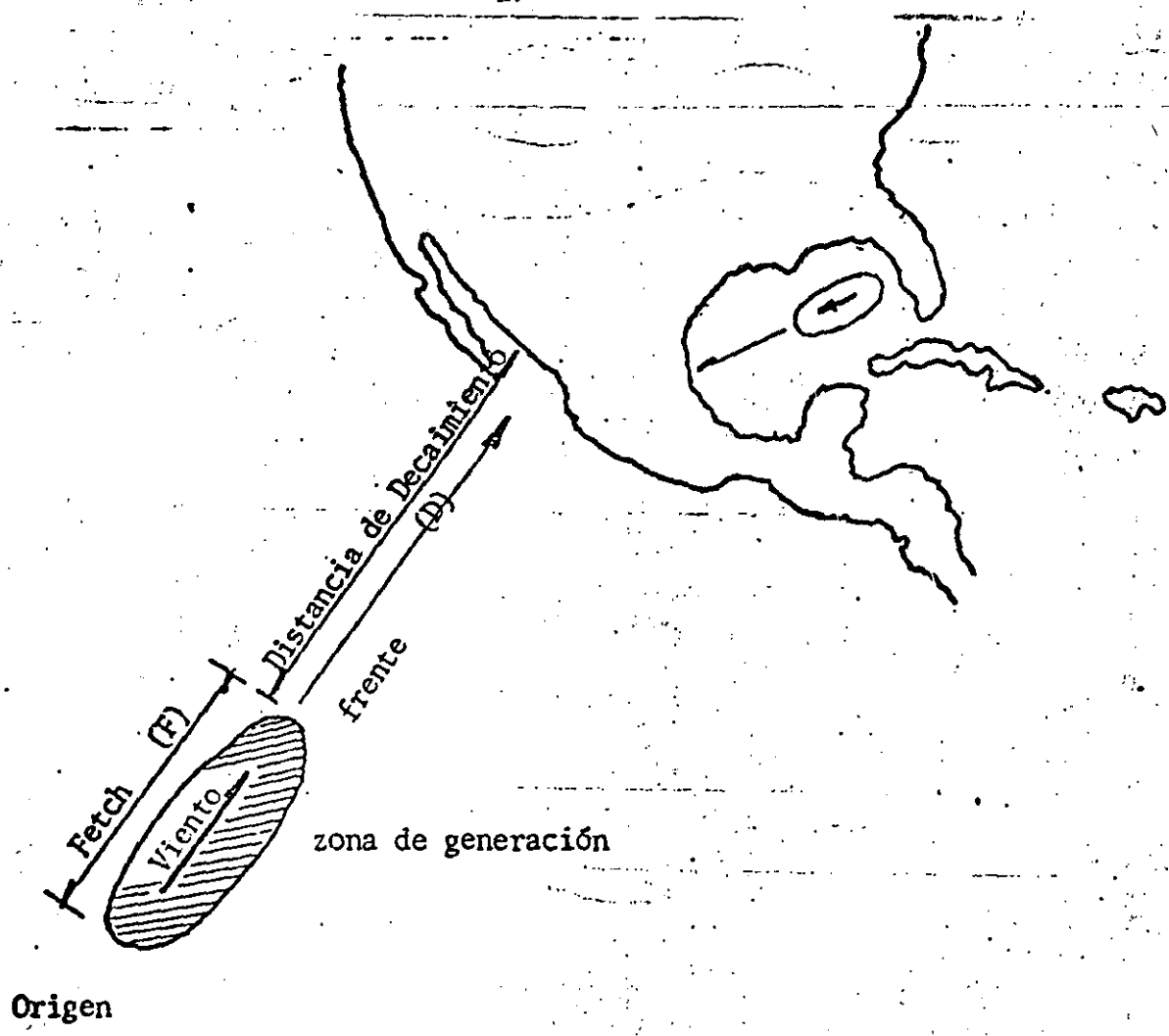
$H = \emptyset (v, f, t,)$

$T = \emptyset (v, f, t,)$

- v = Velocidad del viento.
 f = Longitud de generación del viento.
 t = Tiempo de generación.

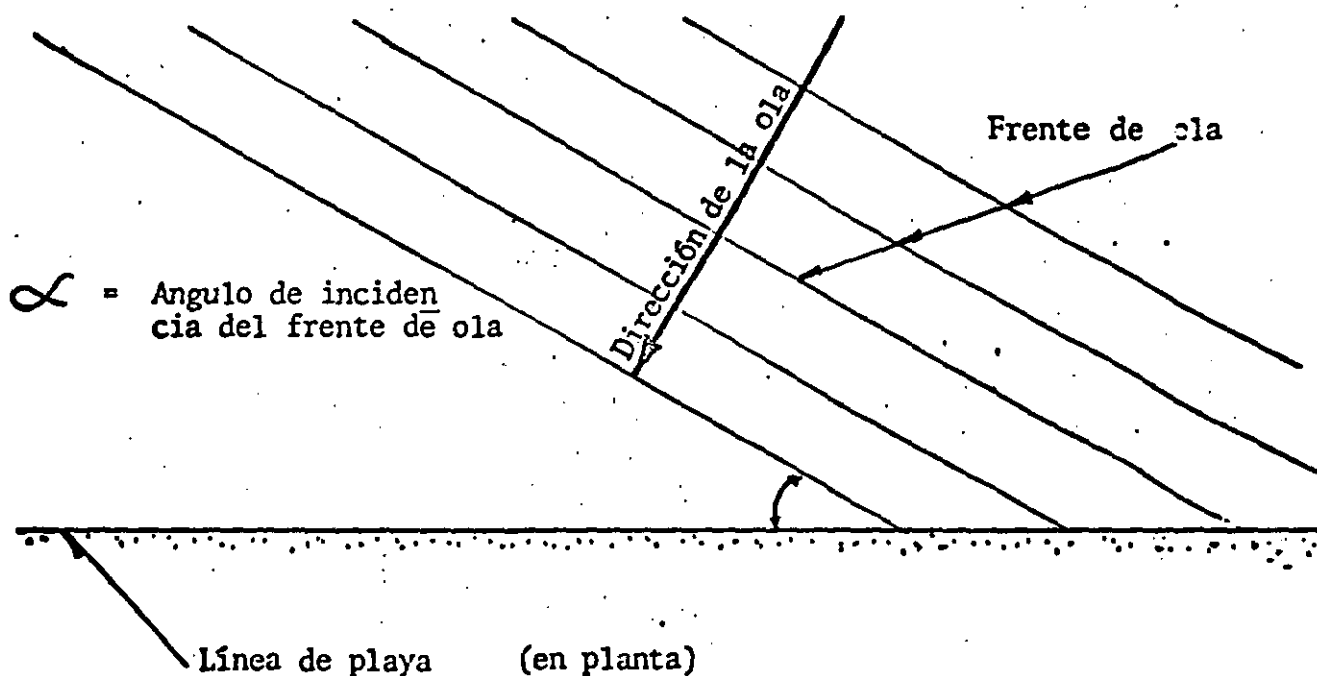


Las plantas del fondo muestran la dirección del movimiento de las partículas de agua en varias partes de una ola en aguas poco profundas $D < \frac{L_0}{2}$



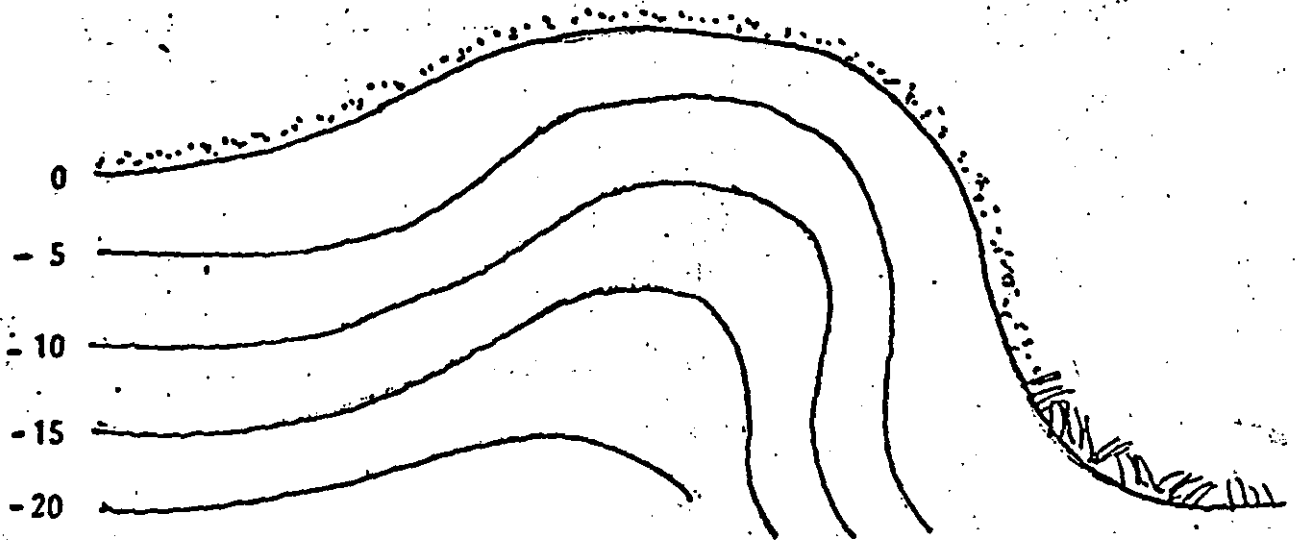
Fetch.- es el área de agua sobre la que actúa el viento y genera olas. En esta área el crecimiento de las olas está gobernado por tres factores principalmente: la velocidad del viento (v), lapso durante el cual sopla el viento o duración (t) y longitud del Fetch (f) en la dirección del punto en estudio.

A partir del punto del Fetch se modifican las características de la ola iniciándose en el mismo punto la zona de decaimiento, o sea donde la ola ya no recibe energía del viento, hasta su arribo al límite a aguas profundas.



En el área de generación se presentan oscilaciones forzadas y a lo largo de la distancia de decaimiento oscilaciones de gravedad.

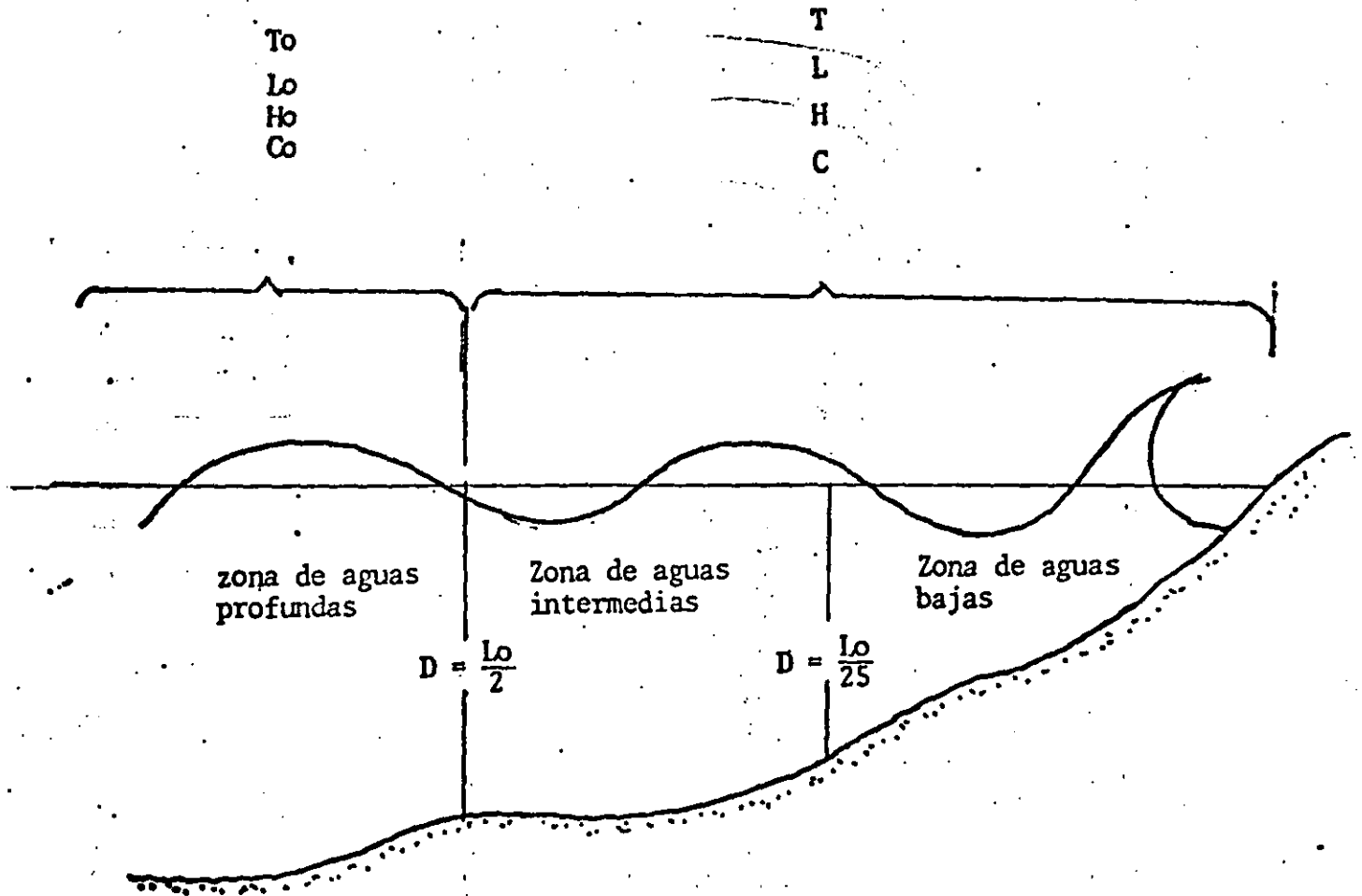
Batimetría.



Es la representación gráfica de la topografía del fondo del agua referida a un nivel, generalmente el plano de referencia es: NBMI, NBM, NMM.

El efecto de la batimetría.- El efecto que la configuración del fondo causa sobre el movimiento ondulatorio del agua es de gran importancia por lo que es necesario definir los siguientes conceptos:

F



Aguas profundas. - Es la zona dentro de la cual la frecuencia producida por el movimiento del agua en contacto con el fondo, no le restan energía cinética al oleaje.

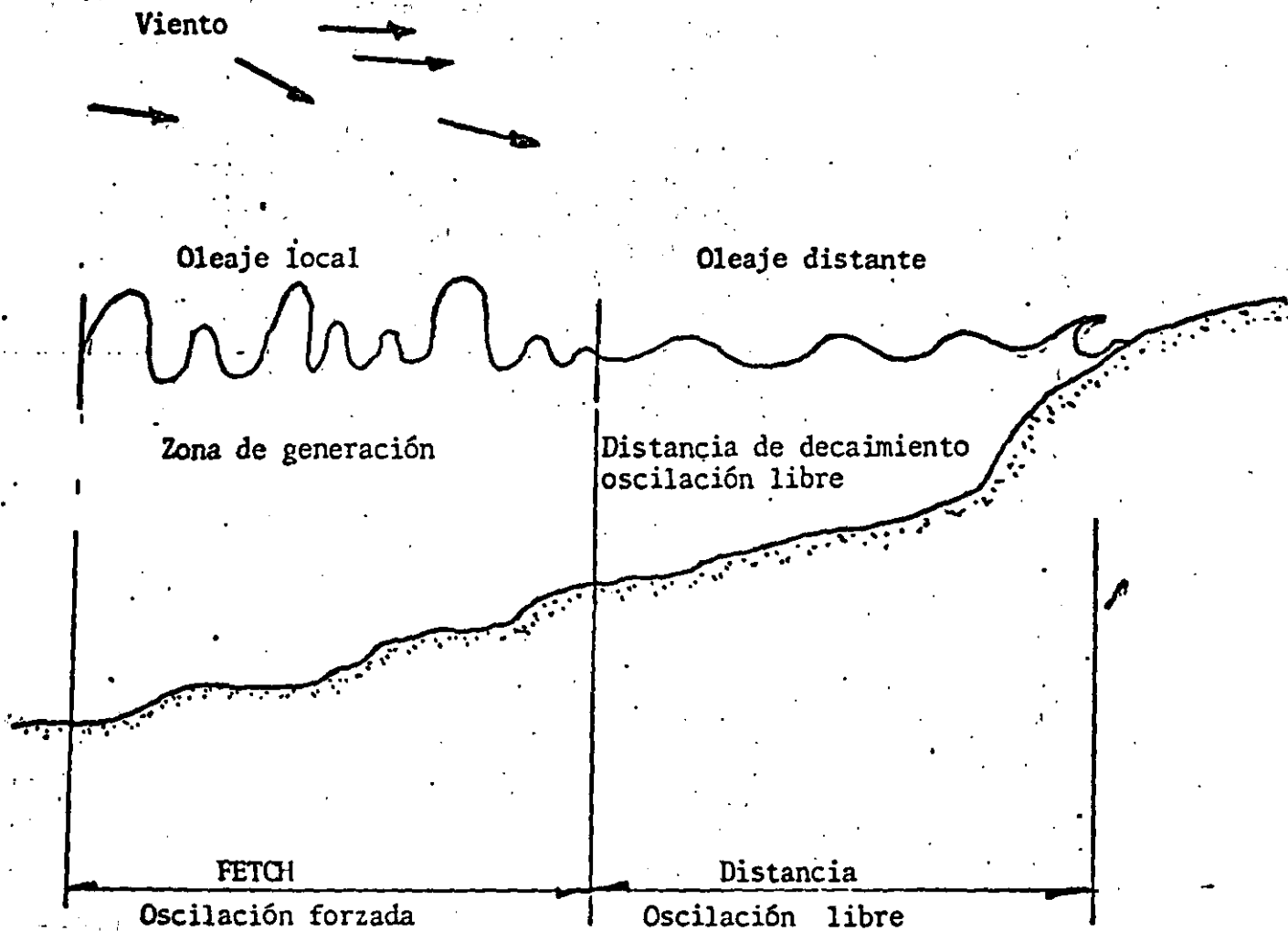
Limite de aguas profundas. - (LAP) es el limite a par

tir del cual la profundidad es tal, que el fondo modifica las características de altura y longitud de ola, siendo dicha profundidad igual a $\frac{L_0}{2}$, la deformación que sufre el oleaje, una vez rebasado este límite se ve aumentada por la configuración del fondo y en función de estos factores se presentan las características de la ola en la costa.

El oleaje es producido por la acción del viento en la superficie libre del agua. Al empezar a soplar el viento el mar se cubre de pequeñas ondulaciones denominadas "rizos", al aumentar su intensidad, la deformación del mar se acentúa y forma ondulaciones de aspecto desordenado en el que no se define una dirección de propagación determinada, cuando el viento sigue aumentando de intensidad, se forma la ola y avanza en la dirección del mismo.

Estas olas producidas por el viento son "oscilaciones forzadas" que provocan en su giro un desequilibrio en la superficie libre del agua que hace que las ondas se propaguen fuera de la zona de su generación por efecto de la energía cedida por el viento, permitiéndole seguir desplazándose hasta la playa en donde al romper la ola pierde toda su energía. Los registros de oleaje obtenidos en un punto fijo, muestran que no se presenta una ola regular y continua; sino más bien, se presentan trenes de olas más o menos regulares, las cuales contienen diferente altura, longitud y período en los que es difícil encontrar el oleaje predominante que caracterice el oleaje registrado. Gracias a la estadística es posible obtener la ola significativa, la cual se toma como representante del oleaje.

F



CORTE TRANSVERSAL

Clasificación de las ondas.

1.- Por las fuerzas que la rigen,

- a). de gravedad.
- b). Capilares.

- 2.- Causas directas que las engendrán:
 - a). viento.
 - b). Sismo.
 - c). De navío.
 - d). De derrumbes.

- 3.- Duración de la acción de las fuerzas.
 - a). oscilaciones forzadas.
 - b). oscilaciones libres.

- 4.- Por su desplazamiento.
 - a). Estacionarias.
 - b). De translación (desplazamiento de masas)
 - c). Progresivas (sin desplazamiento de masas de agua).

- 5.- De acuerdo con las dimensiones geométricas de las ondas y en particular de la relación de esbeltez (H/L).
 - a). Muy largas.
 - b). Largas.
 - c). Cortas.

- 6.- Por su frecuencia.
 - a). Periódicas.
 - b). Solitarias.

- 7.- Por su período.
 - a). Capilares 0.1 a 3 seg.
 - b). Comunes 3 a 20 seg.
 - c). Largas 20 seg. a 15 min.
 - d). Muy largas 15 min. a 12 hrs.
 - e). Tsunami 15 min. - 1.5 hrs.
 - f). Marcas 12 horas a 24 horas.

Ondas capilares.- Cuando el viento empieza a soplar sobre una superficie tranquila de agua, forma primeramente rizaduras u olas pequeñas, generalmente de menos de 1 cm. de altura y en donde el período es inferior a 1 a 3 seg.. En este tipo de ondas las fuerzas capilares de tensión superficial son las predominantes y son provocadas por el viento - según un fenómeno aún no estudiado, su longitud de ondas es de algunos centímetros y se propagan con una velocidad de - aproximadamente 20 m/seg.. Las rizaduras son muy numerosas; se mueven con el viento y duran solamente un corto tiempo.- Muchos creen que las rizaduras proporcionan en gran parte - el "agarre" del viento sobre el agua y permiten la formación de olas mayores

Ondas comunes, ordinarias o de gravedad.- A medida que aumenta la intensidad del viento se forman olas pequeñas; - el tamaño cuyas dimensiones depende de la velocidad del viento, del tiempo que persista en la misma dirección, y de la distancia recorrida por el viento sobre el agua (fetch); el período varia de 3 a 20 seg.

Olas largas.- Son olas de pequeña amplitud y período de algunos minutos. Estas ondas tienen un papel importante en la formación de ondas de largos períodos que se observan en el interior de los puertos. y que son llamadas; Seiches, o - resonancia.

Olas muy largas.- Algunas de las mayores olas oceánicas son producidas por movimientos súbitos del fondo del mar. Es Estas olas marinas sísmicas o (maremotos), denominadas por los Japoneses "TSUAMIS" tienen longitudes de ola hasta de 200 km. y períodos de 10 a 20 minutos y alturas hasta de 35 metros - en aguas profundas.

Inadvertidas por los buques en mar abierto, las olas -- sísmicas pueden formar enormes rompientes cuando llegan a -- aguas reducidas.

número de froude } Modelos
 formula de Lacey }

$$Lo. = \frac{gTo^2}{2\pi}$$

$$Lo = CoTo ; To = \sqrt{\frac{2\pi Lo}{g}}$$

$$Co = \sqrt{\frac{g Lo}{2\pi}}$$

$$Lo = 1.56 \cdot To^2$$

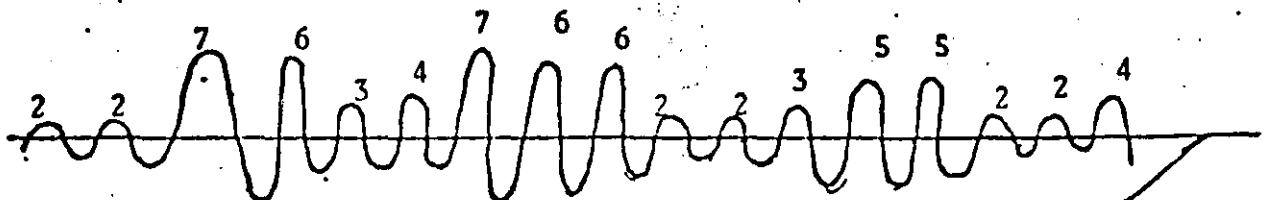
El nivel medio en reposo no coincide con el nivel medio en movimiento, la sobre elevación esta dada por la siguiente formula:

$$So = \frac{\pi Ho^2}{4 Lo} \quad \text{ejemplo.}$$

$Ho = 2.90$; $Lo = 100$ m. , la sobre elevación del nivel medio será:

$$So = \frac{3.14 \times 2.9^2}{4 \times 100} = 0.066 \text{ m.}$$

Ola significativa.- La altura de ola significativa (H_s ó $H 1/3$), es el promedio del tercio superior de las olas más altas de un grupo o tren de olas dado. Es decir, un conjunto de olas se divide en tres partes, uno de olas bajas, otro de olas medias y el otro de olas altas. La altura promedio de este último grupo, constituye lo que se denomina "Ola significativa". De igual forma se obtiene el período significativo (T_s , ó $T 1/3$). Ejemplo de ola significativa; se obtiene el siguiente tren de olas imaginario:



Los valores anotados son las alturas de la ola.

Nivel de referencia

Los valores anotados son las alturas de ola. Son 18 me
diciones, por lo tanto, se tomaran las 6 más grandes.

$$7, 7, 6, 6, 6, 5, \text{ la suma} = \frac{37}{6} = 6.16$$

$$H_{1/3} \text{ ó } H_s = 6,16 \text{ m.}$$

Otro ejemplo:

H1 = 3 m.	H5 = 2	H9 = 2
H2 = 4	H6 = 3	H10 = 4
H3 = 1	H7 = 4	H11 = 2
H4 = 1	H8 = 2	H12 = 1

$$H_s = \frac{4 + 4 + 4 + 3}{4} = \frac{15}{4} = 3.75 \text{ m.}$$

De igual manera se obtiene el período significante T_s .

INGENIERIA DE COSTAS:

Hasta aquí hemos visto la oceanografía de aguas profundas, que es una de las dos partes en que se divide la oceanografía física, la otra trata los problemas físicos en las inmediaciones de la costa, incluyendo los litorales. Entendiendo por aguas bajas la zona del mar cuyo fondo tiene una profundidad menor a la semilongitud de ola, es decir; -----

$$D < \frac{L_o}{2}$$

Desarrollados los medios para la obtención de las características del oleaje en aguas profundas, se pasará el estudio de su comportamiento en la zona costera donde las características de las olas se modifican por efecto de la forma del fondo marino.

Fenómenos generales del oleaje.

Refracción, difracción y reflexión. Debido a la presencia del fondo, las características de las olas sufren modificaciones, presentandose el fenómeno denominado refracción de la ola; este fenómeno es debido a la presencia de los bajos fondos, que inducen a cambios en las características de la ola, la cual, de un modo general, tiende a conformarse según la topografía del fondo.

El estudio de las modificaciones inducidas debidas a la forma del fondo marino se pueden sintetizar considerando las características topograficas en:

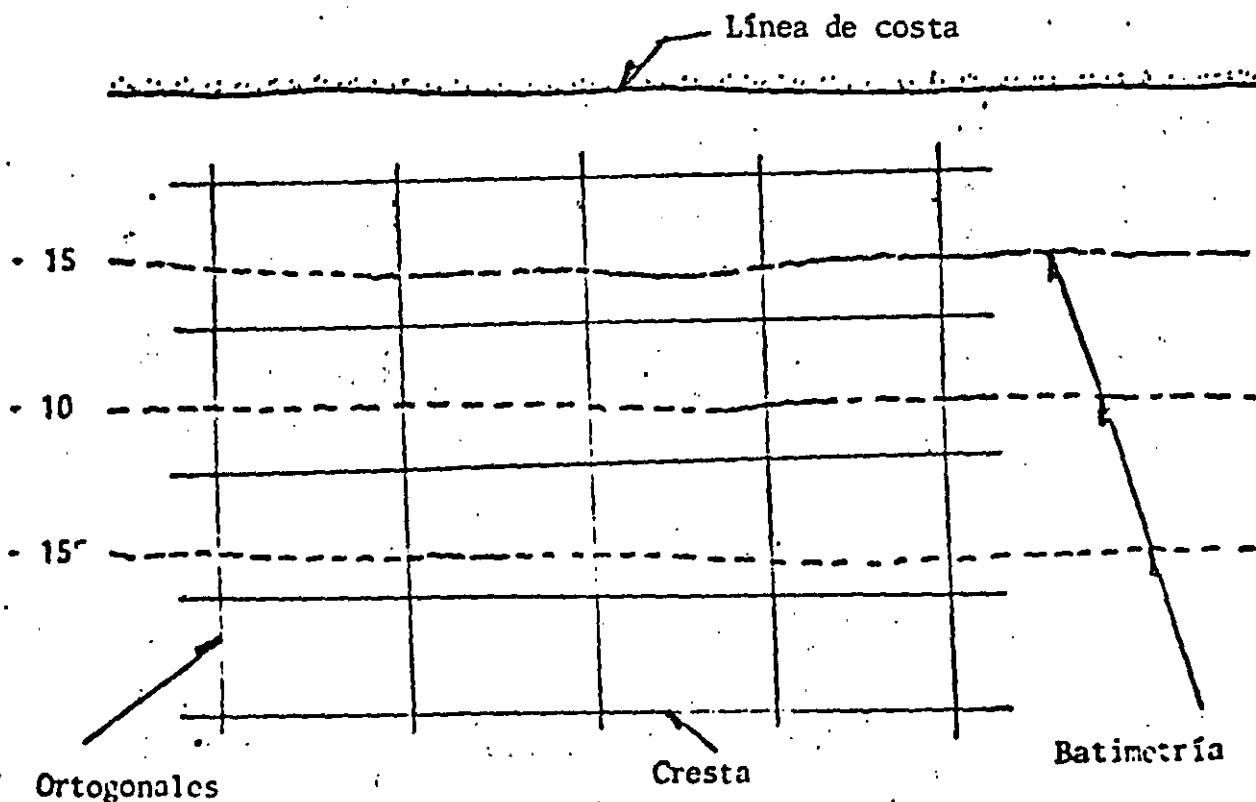
- a). Costa recta.
- b). Costa cóncava
- c). Costa convexa.

En general las crestas de las olas se adaptan a la forma de las curvas de nivel del fondo.

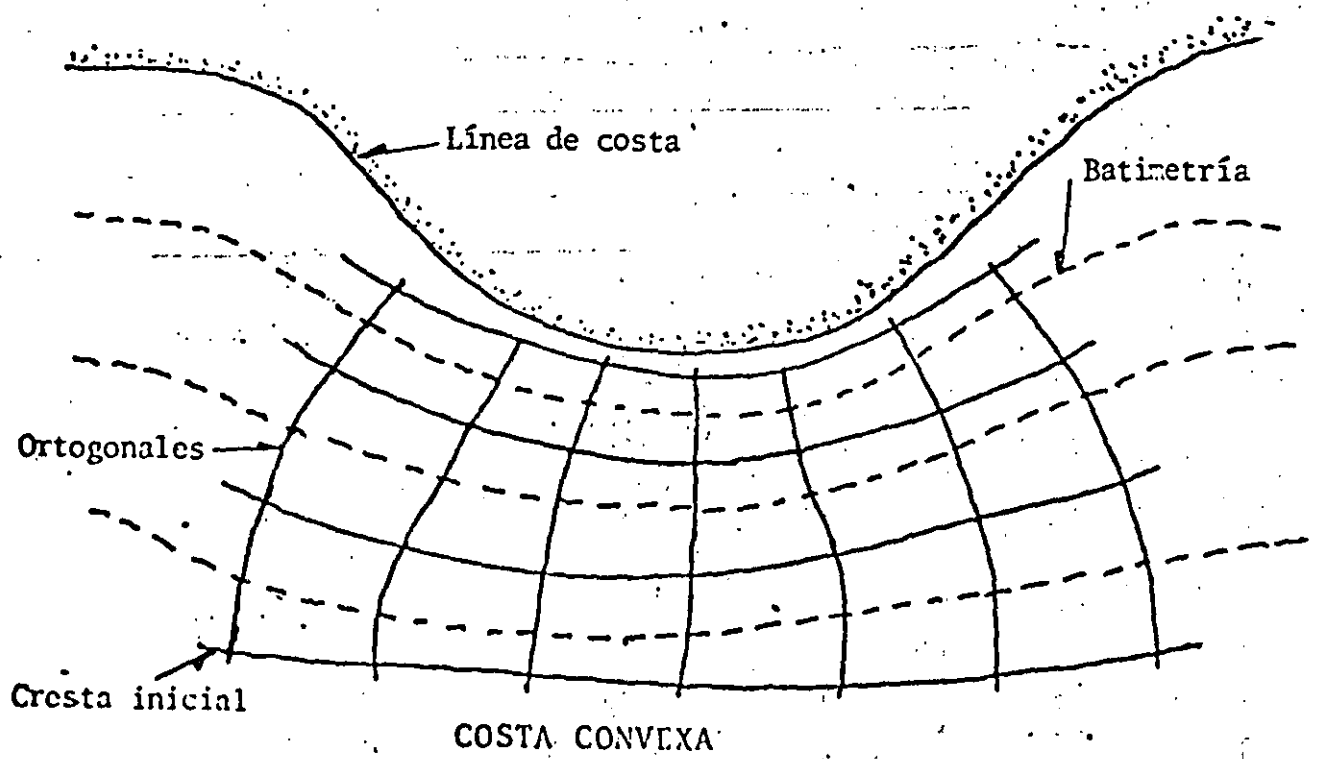
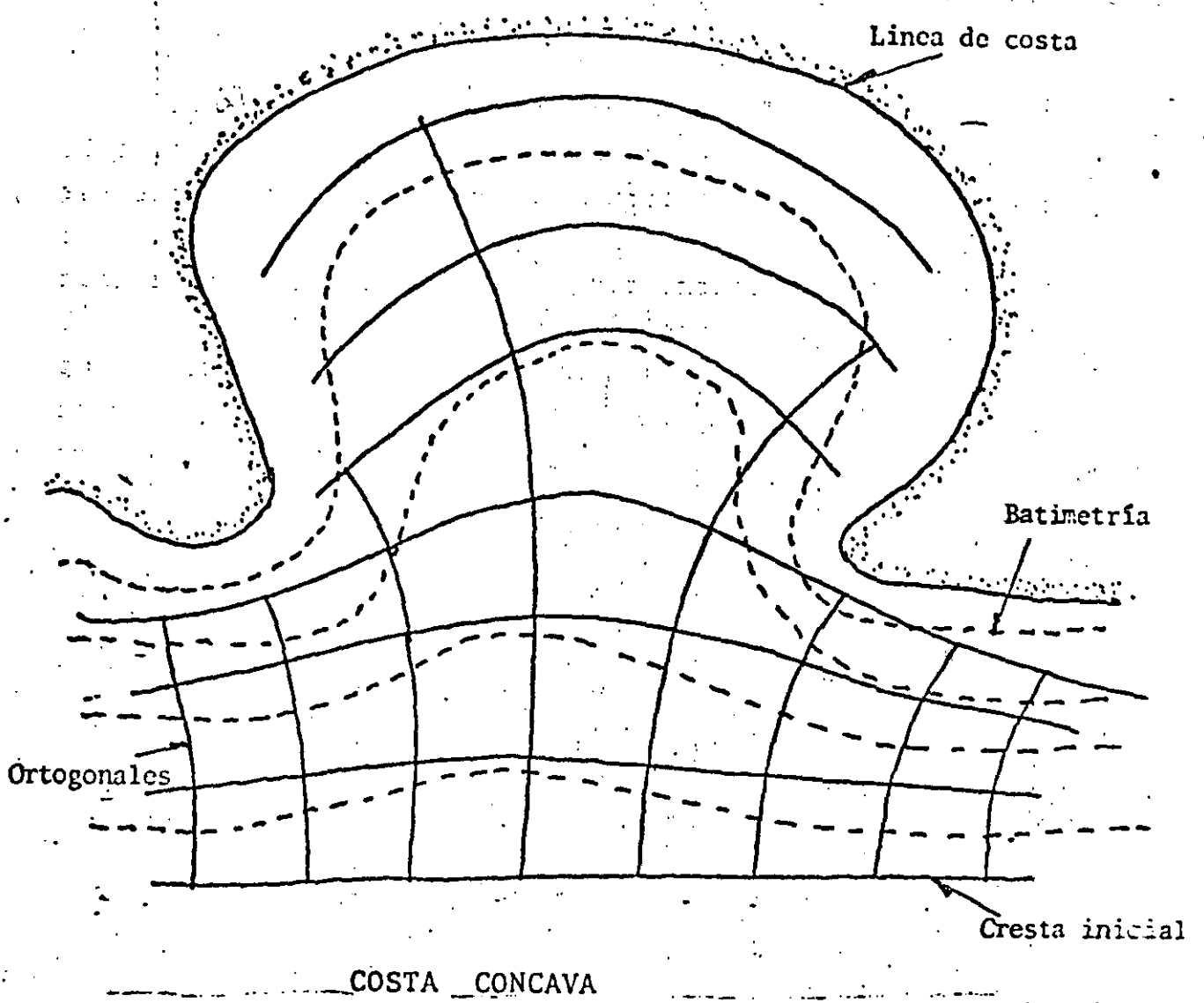
Para representar graficamente el oleaje, se traza sobre la cresta inicial una serie de líneas normales y equidistantes que en las crestas subsecuentes pueden conservar o no su equidistancia de acuerdo con cada caso particular. Estas líneas imaginarias denominadas ortogonales permiten el estudio de las olas al analizar la repartición de la energía por unidad de cresta. La energía que tiene la ola en aguas profundas correspondiente a un ancho unitario inicial, definido por dos ortogonales, se conserva al llegar a aguas bajas, aún cuando las ortogonales se hayan separado (caso costa concava) o que se hayan juntado (caso costa convexa).

El fenómeno de difracción se presenta cuando el avance del oleaje se ve cortado por la presencia de obstáculos sean naturales o artificiales.

En cuanto a la reflexión, esta ocurre cuando los taludes del obstáculo son o tienden a la vertical.

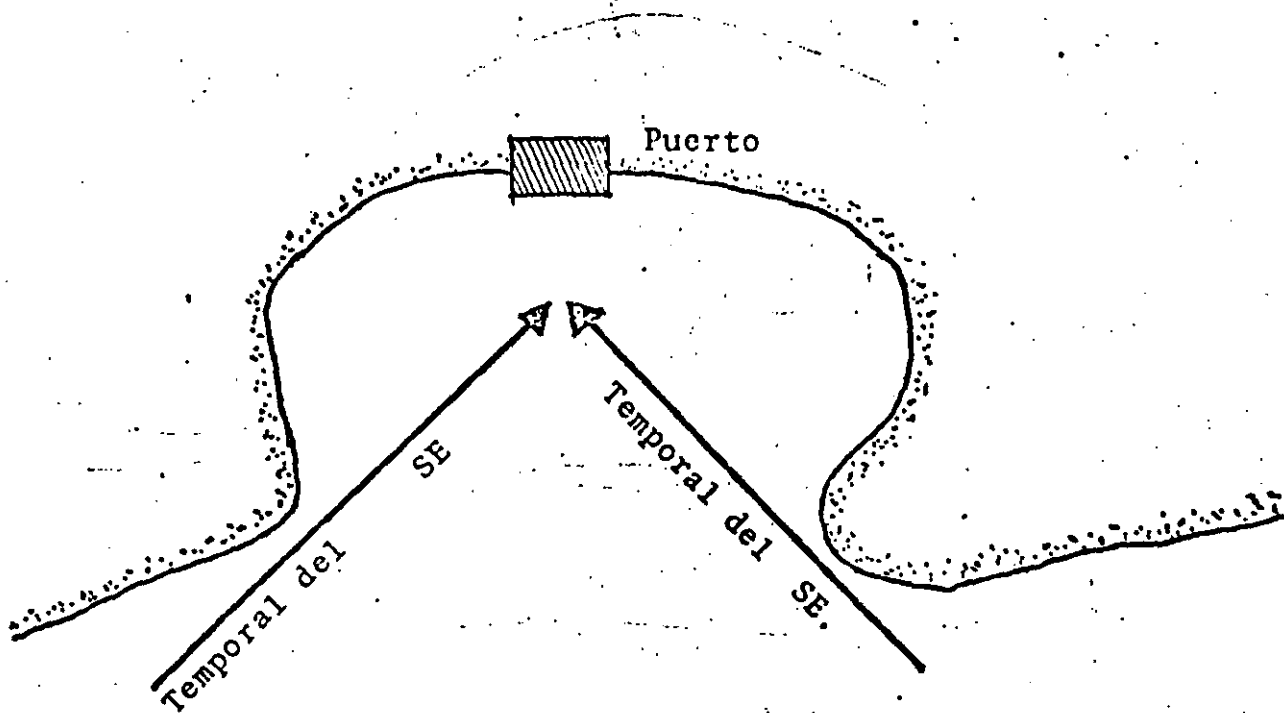


COSTA RECTA



Planos de oleaje.

Supongamos un punto en una costa.



Puede estar sujeto a los temporales comprendidos entre el SW y SE.

Hasta principios del siglo las obras de este puerto dado el avance de la técnica en esa época seguramente fué proyectado por analogía con los de otros puertos similares.

Esta analogía erá, en muchos casos más aparente que -- realy daba lugar a fracasos. El método de planos de oleaje -- se debe al Ingeniero Español Ramón Iribarren, que en 1936 -- lo empezó a aplicar en su país: su libro "Oleaje y Diques". el origen o propagación del oleaje.

Exposición del método.

Conocidas las características de la ola significativa en el límite de aguas profundas, se procede al trazo del plano de oleaje para conocer las características de la ola en cual quier punto de la zona de aguas bajas.

Las características de las olas en aguas profundas y en aguas bajas están ligadas por las relaciones siguientes:

Aguas Profundas $D > \frac{L_0}{2}$

$$C_0 = \sqrt{\frac{g L_0}{2 \pi}}$$

$$T_0 = \sqrt{\frac{2 \pi L_0}{g}}$$

$$L_0 = \frac{g T_0^2}{2 \pi}$$

$$L_0 = C_0 T_0$$

Aguas Bajas $D < \frac{L_0}{2}$

$$C = \sqrt{\frac{g L}{2 \pi}} \operatorname{Tan} h \frac{2 \pi d}{L}$$

$$T = \sqrt{\frac{2 \pi L}{g}} \cot h \frac{2 \pi d}{L}$$

$$L = \frac{g T^2}{2 \pi} \operatorname{Tan} h \frac{2 \pi d}{L}$$

$$L = C T; K = \cot h \frac{2 \pi d}{L}$$

Entre el límite de aguas profundas y la zona cercana a la costa puede considerarse.

$$T_0 = T.$$

$$\sqrt{\frac{2 \pi L_0}{g}} =$$

$$\sqrt{\frac{2 \pi L}{g}} \cot h \frac{2 \pi d}{L}$$

$$\sqrt{\frac{2 \pi L_0}{g}} =$$

$$\sqrt{\frac{2 \pi L K}{g}}$$

$$L_0 = L K$$

Así se está en posibilidades de determinar los valores de L y K ya que L_0 y d son conocidos.

Con la expresión:

$$C = \sqrt{\frac{g L}{2 \pi}} \frac{1}{K} \quad \text{se puede calcular la}$$

celeridad de la ola correspondiente a cualquier profundidad "d" para un caso determinado.

Para valores de L, C y K, correspondientes a profundidades $d < \frac{L_0}{2}$ se forma el cuadro siguiente:

$\frac{d}{L}$	$\frac{2 \pi d}{L}$	Tam h $\frac{2 \pi d}{L} = \frac{1}{K} = \frac{L}{L_0}$	$\frac{d}{L_0} = \frac{d}{L} \frac{L}{L_0}$
0.500	3.141	0.9963	0.4980
0.45	2.828	0.9930	0.4470
0.40	2.515	0.9870	0.3950
0.35	2.202	0.9758	0.3420
0.30	1.888	0.9552	0.2870
0.25	1.569	0.9170	0.2290
0.20	1.257	0.8501	0.1700
0.15	0.940	0.7352	0.1100
0.10	0.6303	0.5582	0.0560
0.05	0.3119	0.3022	0.0150
0.00	0.0000	0.0000	0.0000

Si se fija un valor cualquiera a la relación d/L , por ejemplo:

$$\frac{d}{L} = 0.3440 ; \quad \frac{2 \pi d}{L} = 2.161$$

$$\text{Tamaño} \quad \frac{2 \pi d}{L} = 0.9738 = \frac{L}{L_0}$$

$$\frac{d}{L_0} = \frac{d}{L} \times \frac{L}{L_0} = 0.3440 \times 0.9738$$

$$d/L_0 = 0.3350$$

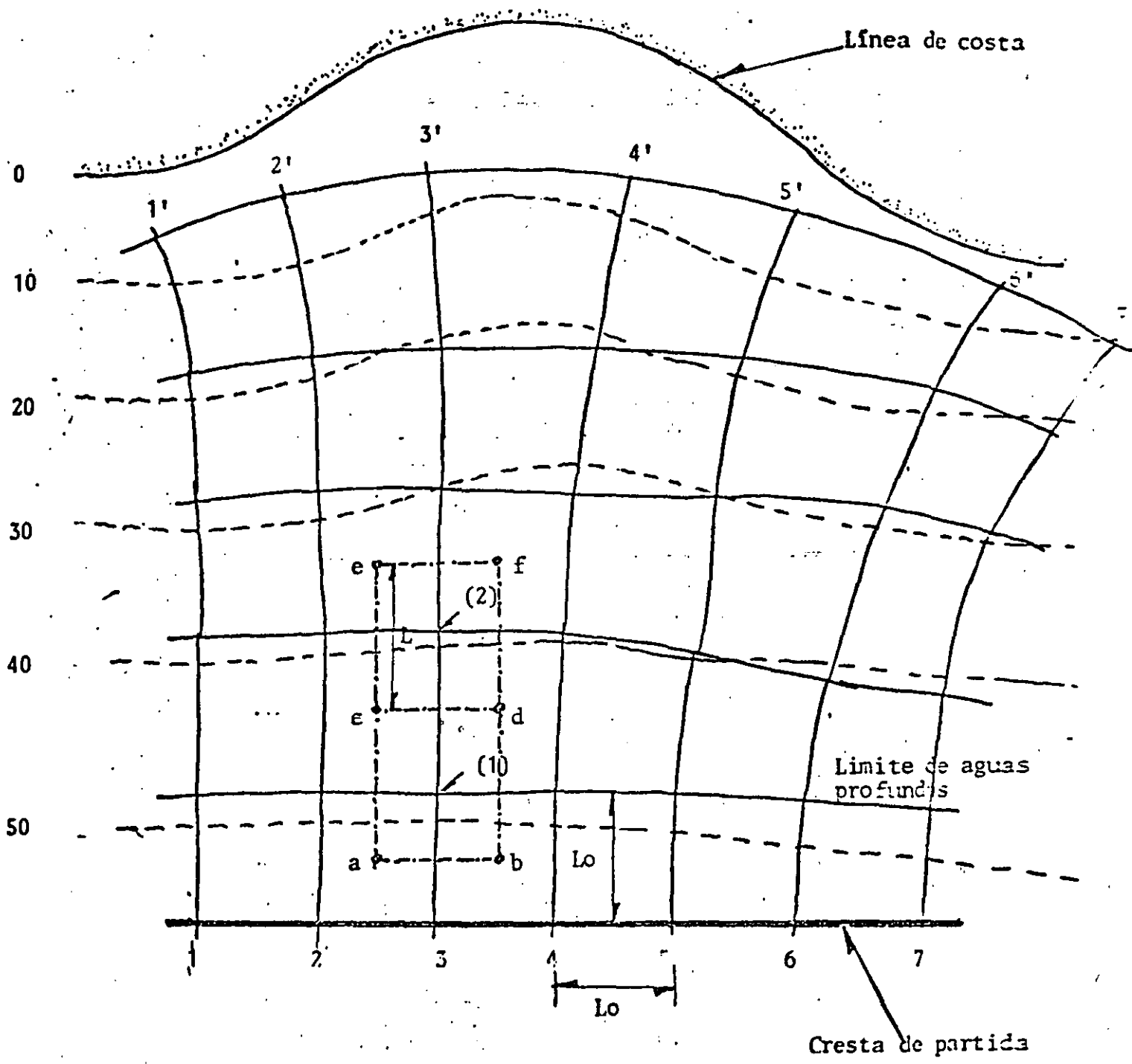
Ahora bien, para determinar el avance de la ola a una profundidad dada, utilizando la tabla anterior, se formula la tabla de avances.

Ejemplo: $L_0 = 100$ mts.

d	d/L ₀	L/L ₀	L = $\frac{L}{L_0} \times L_0$	
50	0.50	0.9964	99.64	m.
25	0.25	0.9332	93.32	"
10	0.10	0.7093	70.93	"
5	0.05	0.5310	53.10	"

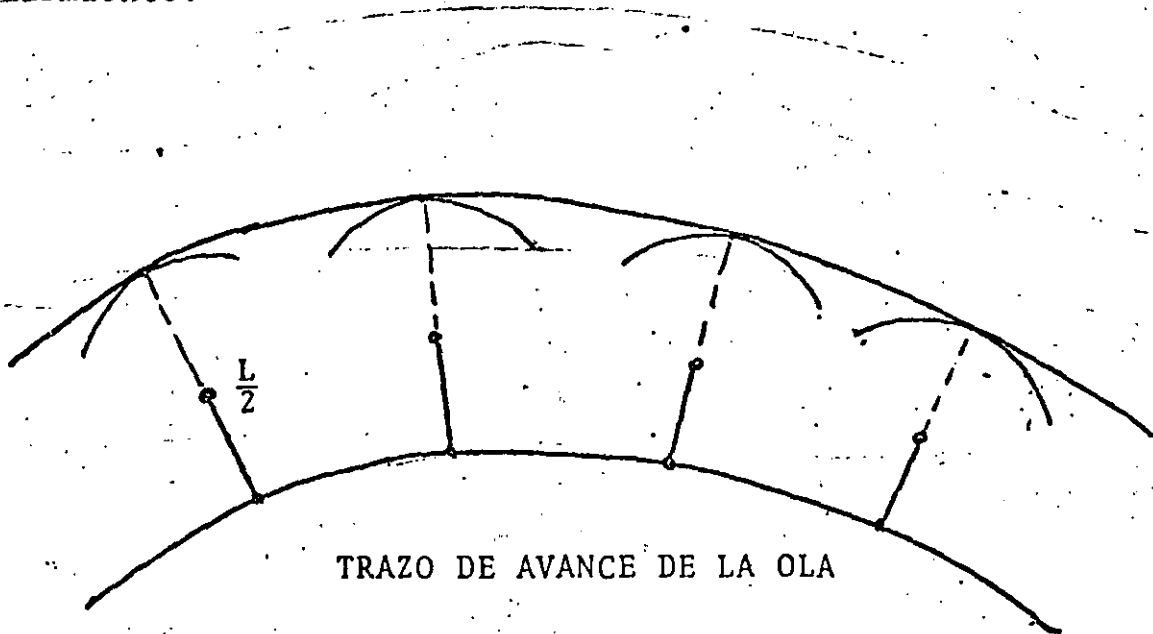
Al iniciar cualquier plano de oleaje, se parte del límite de aguas profundas $d = L_0/2$ donde las crestas de las olas son normales a la dirección del temporal.

La cresta de partida puede dividirse en la forma que se quiera para que de ahí partan las ortogonales. Es conveniente que las ortogonales queden separadas entre si, en la zona de aguas profundas, una distancia igual al avance que se considere; si el avance inicial es L_0 la separación entre ortogonales será L_0 , si el avance inicial es $5L_0$, la separación entre ortogonales será $5L_0$, etc., si se tiene el siguiente caso:



REFRACCION DE LA OLA

El avance correspondiente al punto (1) será el avance promedio de los puntos a, b, c y d, que cuando estos tienen la misma profundidad basta con tomar el avance correspondiente a las profundidades (1). Para determinar en forma más precisa el avance de las crestas se sigue el siguiente procedimiento.



Se dibujan las ortogonales, trazando la mitad del avance correspondiente a cada punto, y con un radio igual a la longitud se dibujan arcos de círculos, de tal manera que la nueva cresta se forma uniendo las tangentes de los círculos. Lo anterior nos permite trazar el oleaje en PLANTA.

Plano de oleaje en elevación.- Hecho el plano de oleaje en planta para un caso determinado, se está en posibilidad de conocer la altura de la ola en cualquier punto, puesto que se conocen las características de las olas en el límite de aguas profundas y las modificaciones que hayan sufrido al cruzar por la zona de aguas bajas. Si se considera una distancia entre ortogonales en aguas profundas A_o , a lo largo de la cresta de la ola, la energía ahí comprendida será:

$$E_o = \frac{1}{8} A_o \rho g H_o^2 L_o$$

Esa misma energia en aguas bajas será:

$$E = \frac{1}{8} A \rho g H^2 L ; \rho - \text{densidad del agua}$$

Ahora bien, por el principio de la conservación de la energia.

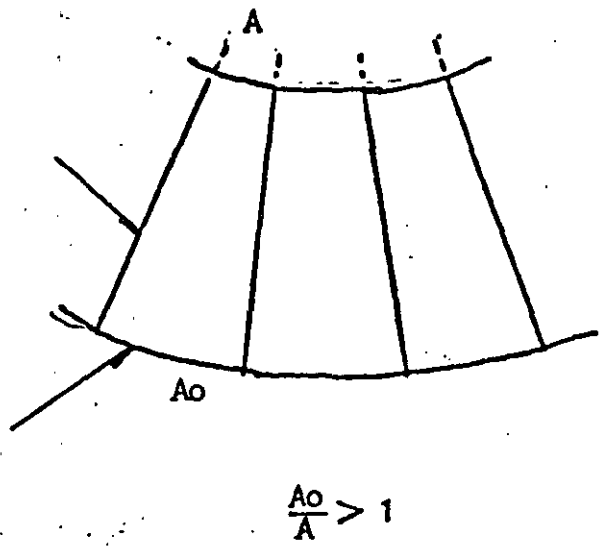
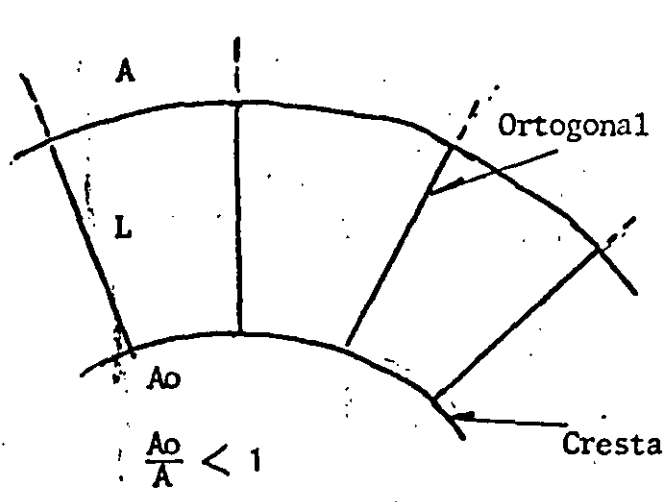
$$E_0 = E \dots$$

$$\dots A_0 H_0^2 L_0 = A H^2 L$$

La altura de la ola en un punto cualquiera de aguas bajas, se obtiene:

$$H = H_0 \sqrt{\frac{A_0}{A}} \sqrt{\frac{L_0}{L}}$$

$$\sqrt{\frac{A_0}{A}} = \text{coef}$$



Para encontrar dicha altura es necesario conocer; la altura de la ola en aguas profundas H_0 ; haber construido el plano de oleaje para el caso y así conocer la relación $\frac{A_0}{A}$, conocer la longitud de ola en aguas profundas L_0 y la $\frac{L_0}{L}$

longitud L , correspondiente al punto en cuestión.

A , se obtiene del plano de oleaje, que puede ser mayor o menor que A_0 , según sea que haya habido expansión o contracción de la ola.

El tamaño $\frac{L_0}{L}$ es siempre mayor que 1 y va en aumento a medida que la ola, se acerca a la costa, en profundidades cada vez menores.

Ahora bien, considerando un caso ideal en que la ola no sufra ni expansión ni contracciones al cruzar por aguas bajas, la altura de la ola quedará dada por:

$$H = H_0 \sqrt{\frac{L_0}{L}} \quad \text{ya que} \quad A_0 = A$$

La ola crecerá en altura al cruzar por profundidades cada vez menores, pues " L_0 " es constante y " L " decrece con la profundidad.

Esto sucede en el caso ideal de que no hay pérdidas de energía por fricción de la ola con el fondo. Prácticamente puede considerarse que en playas o taludes de obras exteriores de 1:5 de pendiente o mayores, la pérdida de energía por fricción es despreciable.

DIFRACCION

A este fenómeno se le llama también expansión lateral de la ola; se presenta cuando la ola se ve cortada parcialmente en su avance al interponerse algún obstáculo, ya sea natural o artificial.

Una ola perderá el total de su energía, si es que la pendiente del obstáculo sobre el cual incide es suficientemente tendido para ocasionar su rotura; si por el contrario se tiene una pared vertical, la ola se reflejará íntegramente, de acuerdo con las leyes de reflexión de ondas; entre estos dos casos habrá una gama de casos particulares en los que

se presentan tanto la reflexión parcial como la pérdida de parte de la energía de la ola, de acuerdo con el talud que tenga el obstáculo.

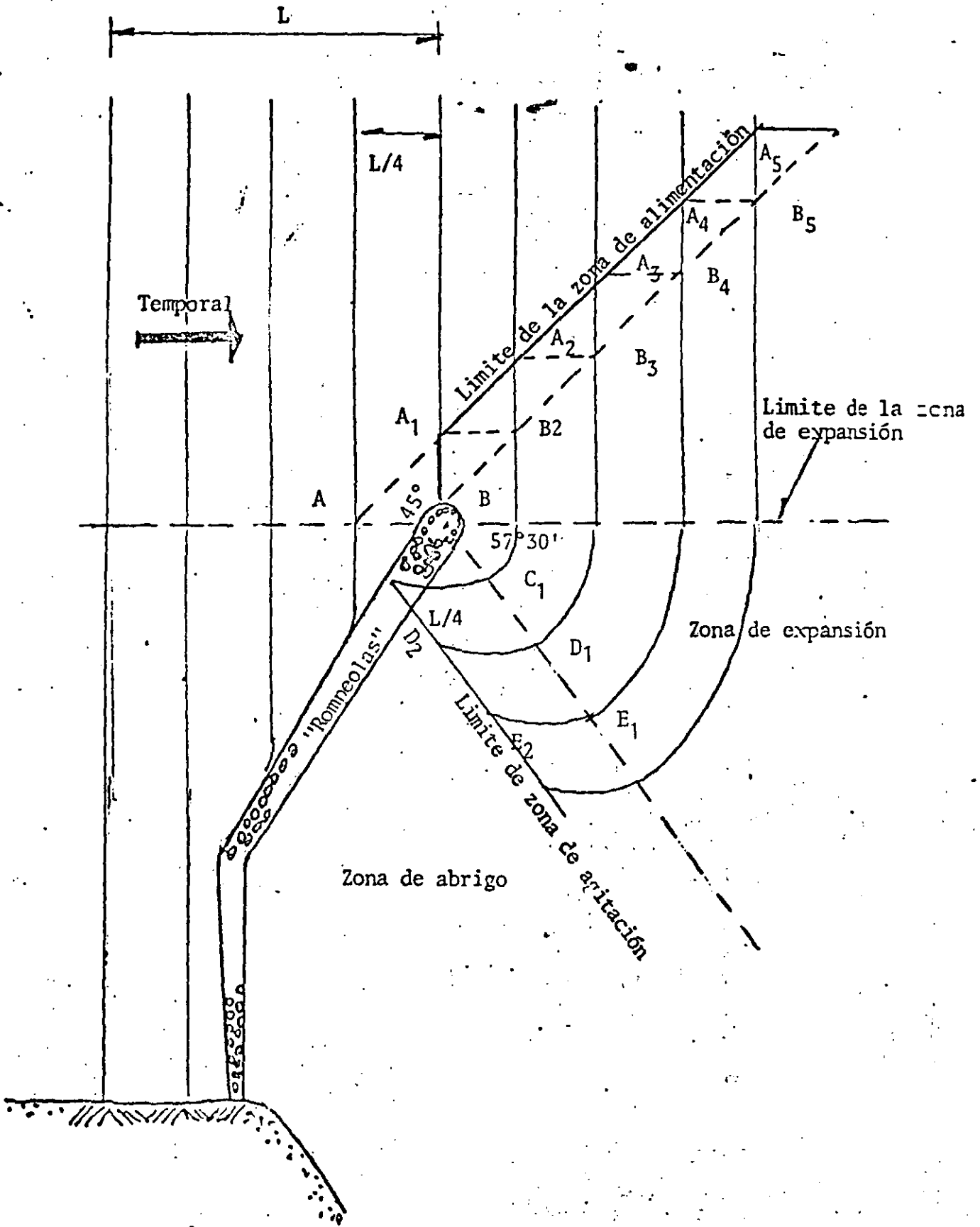
Analisemos el caso de una ola que al propagarse en profundidad constante encuentra un obstáculo al que cruza en el extremo "B" continuando su avance; al faltarle el apoyo lateral, la ola se expansiona a expensas de la energía que cede lateralmente la zona A - A₅ - F - B llamada "zona de alimentación". Si en la dirección B-F existiese una pantalla vertical indefinida, no pasaría nada en particular, continuando la onda su avance apoyada lateralmente en ella. La falta de este apoyo causa la expansión lateral de la ola, que agitará el área B-F-F₂ llamada zona de expansión.

Pasado el punto B y en la zona de expansión, la onda se propaga radialmente con la misma celeridad en todas direcciones, por encontrar profundidad constante en su avance, la cual está en función del período del oleaje y de la profundidad existente. Con suficiente aproximación se puede admitir, que manteniéndose constante período y profundidad, las celeridades de las ondas transversales (expansión lateral) serán iguales a las longitudinales. Con celeridades transversales iguales a las longitudinales se tendrá una zona que cede energía, limitada por la ortogonal tangente a la obra normal a las crestas (límite de expansión) y por otra a 45° cuyos puntos correspondientes a cada línea de onda (cresta) vendrán sucesivamente definidos por la condición de carácter general que a continuación se indica.

$$DA_3 = BD + \frac{L}{4}$$

La línea así determinada se denomina "límite de la zona de alimentación" (área A, A₅, F, B) contigua a la zona de cesión antes mencionada, se tendrá la que capta la energía cedida. Esta zona quedará limitada por la línea "límite de-

F



expansión" y por el "limite de agitación", el cual queda de finido por la siguiente condición:

$$DD2 = DD1 + \frac{L}{4}, \text{ análogamente.}$$

$$E E2 = EE1 + \frac{L}{4}$$

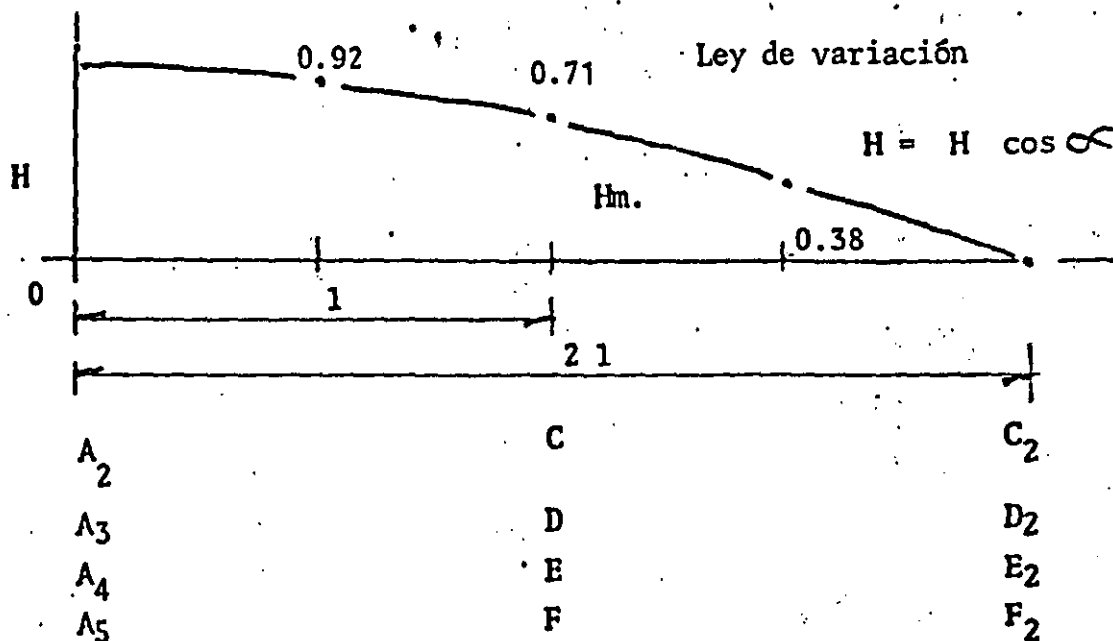
En el caso de profundidades variables:

$D A3 = C A2 + A2 B3$ siendo $A2 B3$ el avance correspondiente al punto $A2$ análogamente.

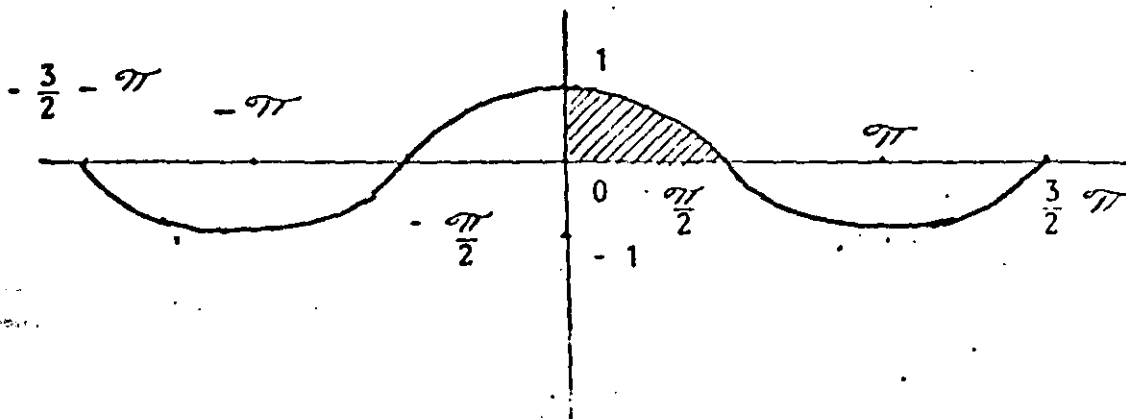
$E A4 = DA3 + A3 B4$, siendo $A3 B4$ el avance correspondiente al punto $A3$

Solo en el caso de profundidades constantes los limites de alimentación y de expansión son rectos.

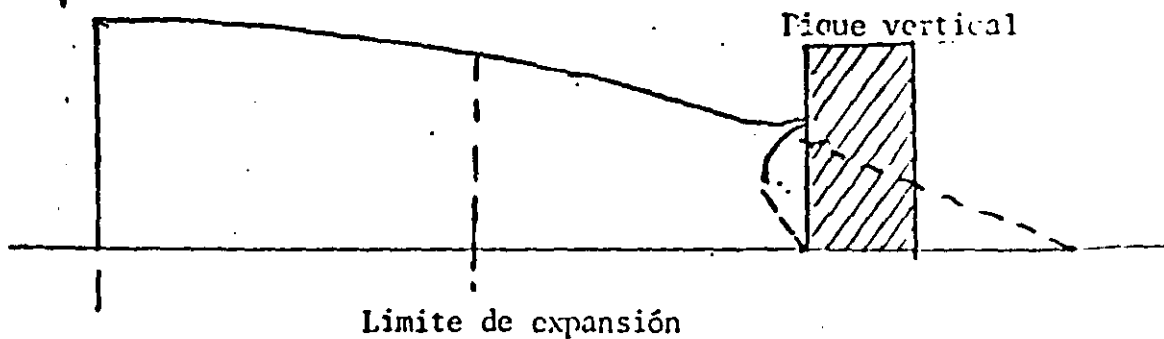
Si se conoce la cresta $A2-C2$; $A3D2$; $A4 E2$, etc., --- existen los datos suficientes para determinar su altura la zona de expansión.



Recordatorio.

Expansión lateral incompleta.

Quando la difracción es incompleta, la onda de expansión lateral se refleja, según la siguiente figura en corte transversal a lo largo de una cresta.

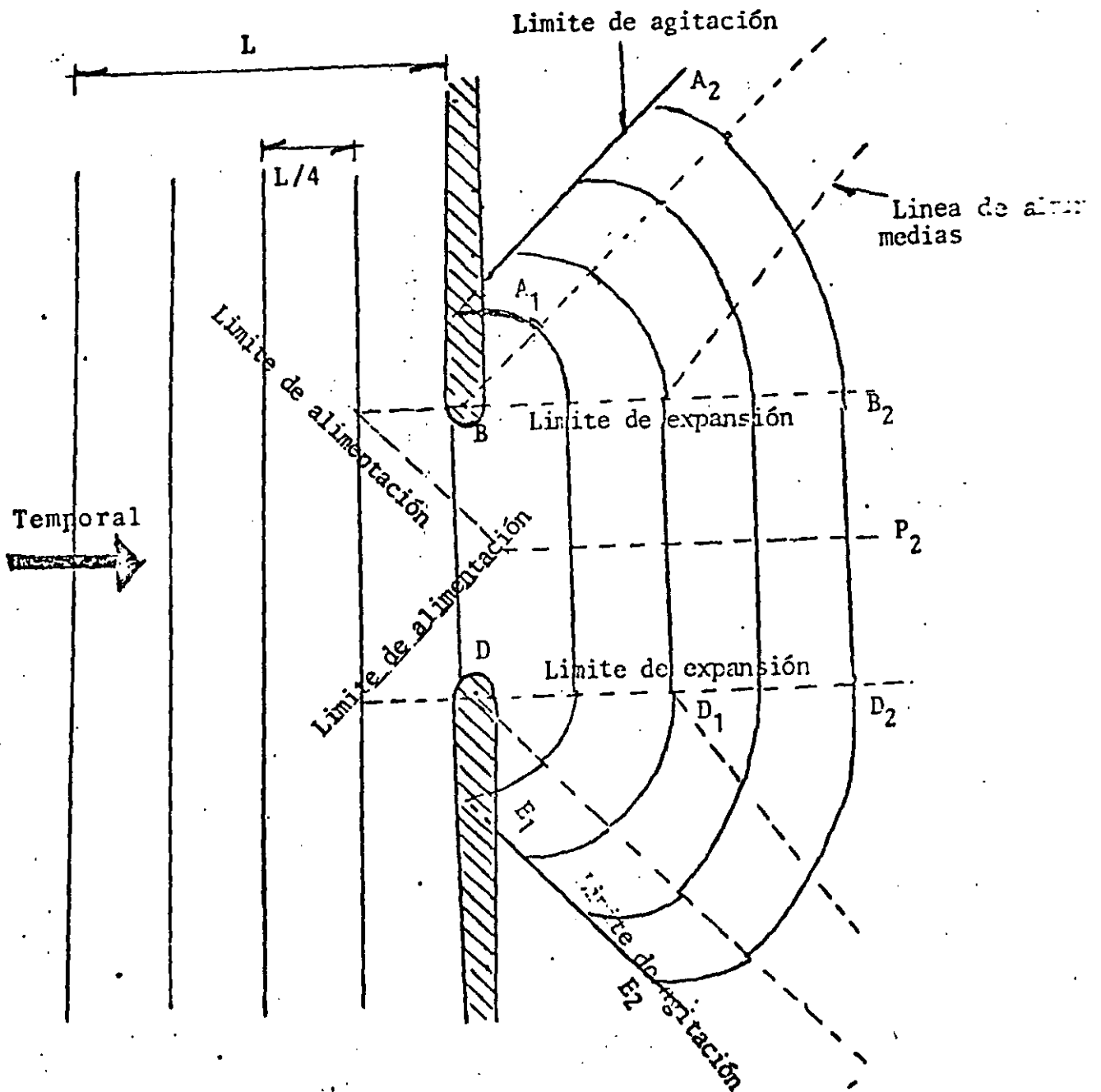


(perfil longitudinal de la ola con expansión lateral incompleta)

[Cresta A_4 , E , E_1 , E_2]

Doble expansión lateral.

Cuando se tienen dos obras exteriores de protección, -
tales como dos rompeolas, ó escolleras, una frente a otra, -
se presenta el caso de la doble expansión lateral

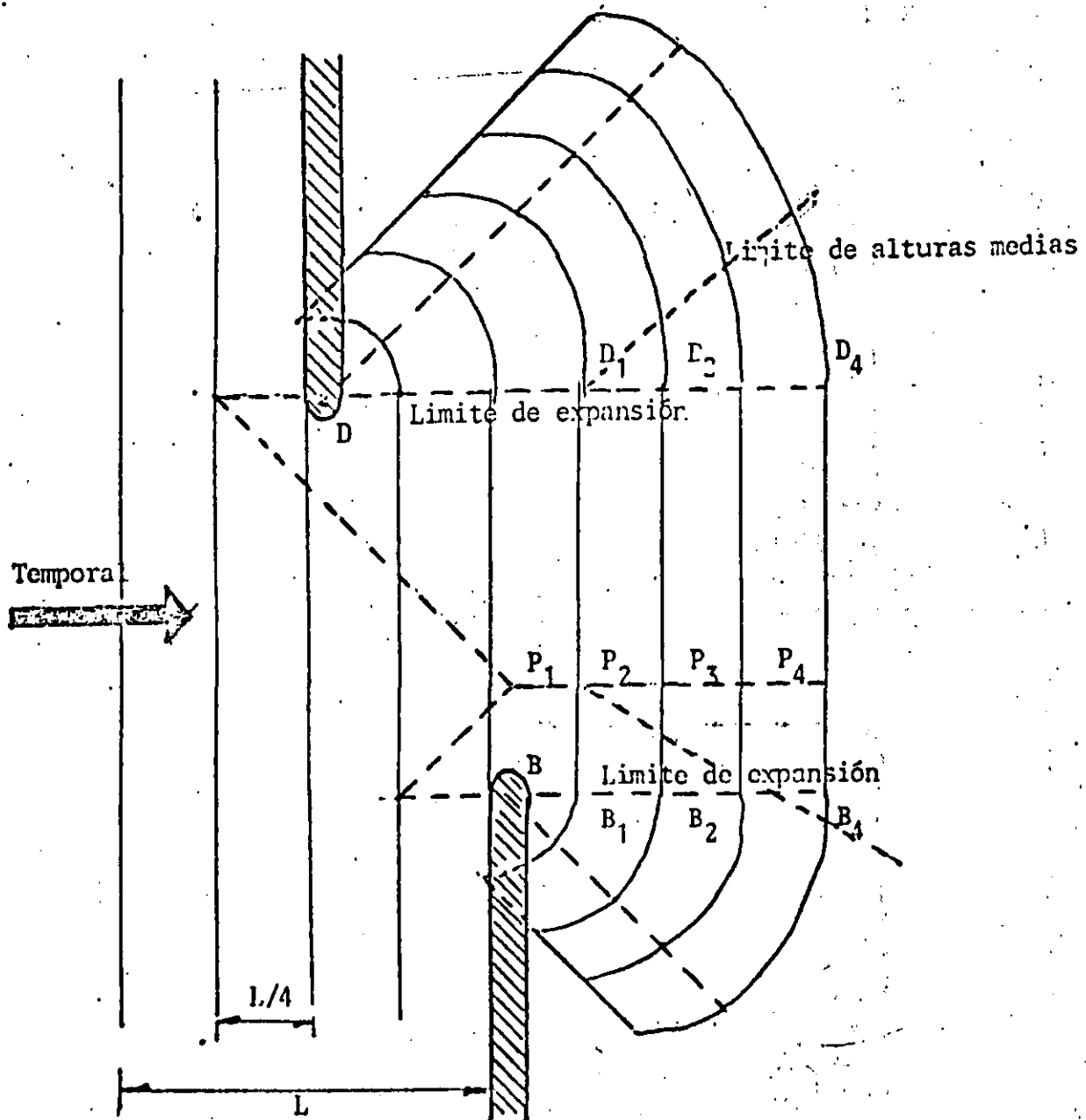


Doble expansión lateral . - Rompeolas alineados.

Para la cresta 2 y sucesivas en los puntos B_2 , D_3 y similares, ya que no se tiene la altura de ola que corresponde a la altura media de la ola en la cresta, por no cumplirse $A_2 B_2 = B_2 P_2$. La línea de alturas medias quedará a la mitad de la cresta de la ola comprendida entre la línea $P_1 P_2$ y los límites de agitación.

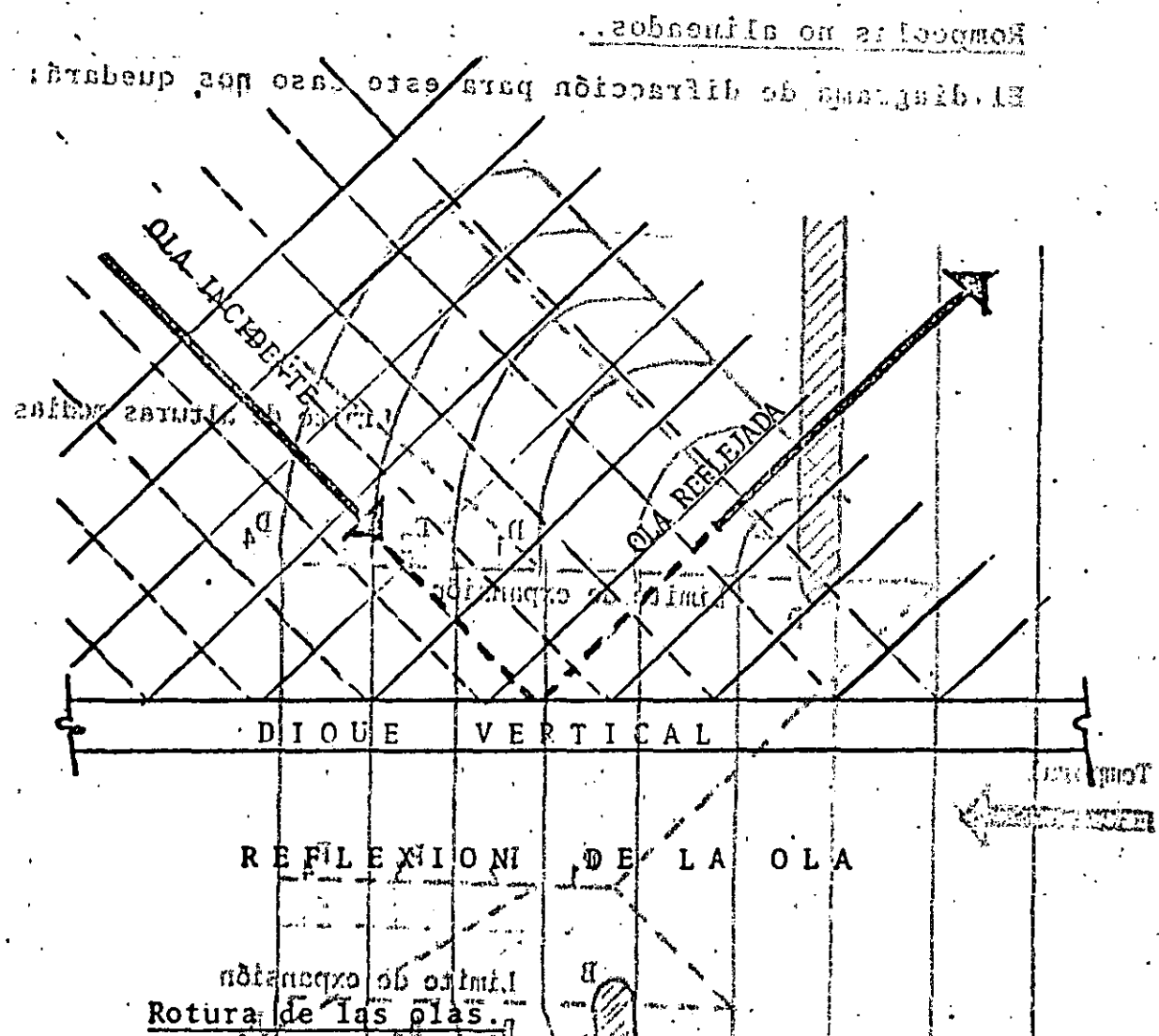
Rompeolas no alineados..

El diagrama de difracción para este caso nos quedará:



Doble expansión lateral .- Rompeolas desalineados.

Reflexión de la ola. Y sucesivamente se repite el proceso. Para la cresta de la ola determinada la cantidad de energía que se refleja de la ola incidente; también una reflexión del 100% cuando el dique tiene pared vertical y se cumple la ley general de reflexión de ondas: (é: - ángulo de incidencia es igual al ángulo de reflexión).



La determinación de la altura de la ola al romper y el lugar donde acontece, son de gran importancia en el planteamiento y diseño de las estructuras necesarias para la protección de costas y puertos. En cierto punto del avance de la ola hacia la playa, cambia el movimiento de las partículas de orbital a turbulento, fenómeno denominado "rotura de ola".

... (faded text at the bottom of the page)

Cuando la ola alcanza fondo bajo, en donde la profundidad es aproximadamente 1.25 de altura la ola generalmente revienta.

Procesos Litorales.

Las modificaciones en la forma del cordón litoral pueden deberse a cualquiera de las dos condiciones siguientes:

1º Cuando no se ha alcanzado el equilibrio en lo que se refiere a la pendiente de la costa por lo que se modifica el perfil hasta alcanzar la pendiente de equilibrio.

La 2º y más común es el transporte de materiales a lo largo de las costas bajo la influencia de las olas y de las corrientes, a este fenómeno se le llama "acarreo litoral". Una costa es estable cuando el abastecimiento de material al área en estudio es aproximadamente igual al material extraído de la misma.

Si el abastecimiento excede a las pérdidas, se presenta el fenómeno de azolve, o sea acumulación de acarreo litoral. Si sucede a la inversa se tendrá la erosión. De aquí que para la elección de cualquier tipo de protección habrá que considerar el balance entre el abastecimiento y las pérdidas de material.

Para el estudio del régimen de costa habrá que considerar los siguientes puntos.

- a). Origen y características de los materiales costeros.
- b). Forma y dirección del transporte litoral.
- c). Relación entre abastecimiento y pérdida de material.

Origen de los materiales costeros.

Las tres fuentes principales de abastecimiento de material, para cualquier segmento de playa son:

a). El material que se mueve dentro del área debido al transporte litoral de playas adyacentes.

b). Contribución por corrientes (rios, esteros, etc.)

c). Contribución por la erosión de formaciones costeras, incluyendo a las playas, y que esten expuestas al ataque de las olas como los acantilados. Deberán considerarse las aportaciones eolicas de formaciones terrestres principalmente las dunas.

Al tratar de determinar la fuente de abastecimiento en un caso dado, es frecuente que el material de la playa sea producido de varias fuentes situadas en muy diversos sitios, por lo que hay necesidad de inspeccionar una amplia zona para poder localizarlas.

El análisis mineralógico de las muestras obtenidas de las posibles fuentes de abastecimiento indicará cual o cuales de las fuentes tienen influencia preponderante en la formación del acarreo litoral.

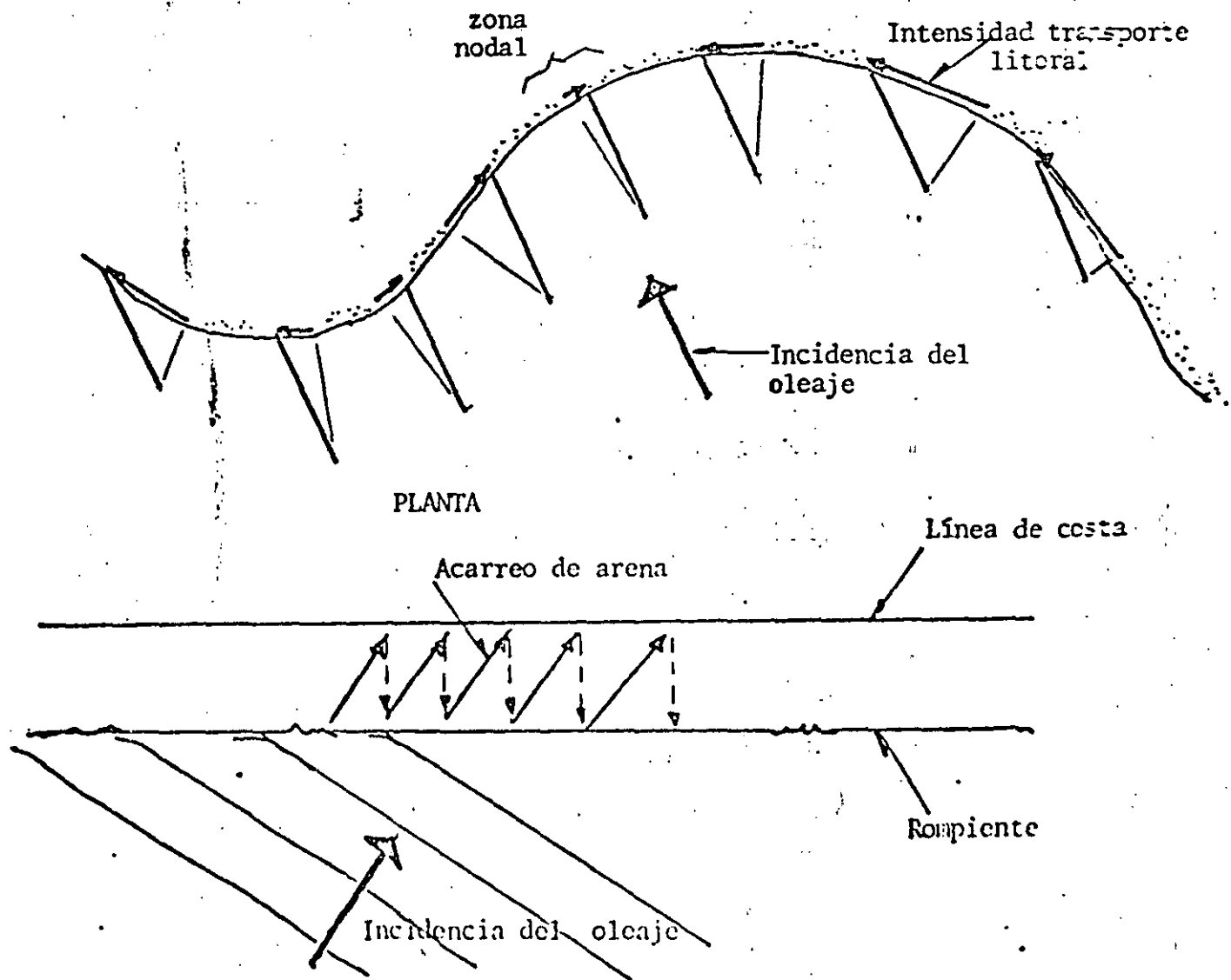
Aporte debido a la erosión de formaciones costeras.

La erosión de las formaciones costeras es la principal fuente de abastecimiento del acarreo litoral; aún cuando el proceso sea lento, la cantidad de tal aporte puede estimarse por levantamientos topohidrográficos comparativos. En la actualidad se dispone de un medio para visualizar en forma general el estado de una costa, basado en el uso de las fotografías aéreas, que muestran en forma clara en la mayoría de los casos la existencia de acarreos litorales; por la orientación de desembocaduras de rios y esteros, por la observación de líneas de playa sucesivas se ve la naturaleza de la costa: si son playas se deduce el tipo de ellas observando el ancho de la faja arenosa y las zonas de acumulación de material.

Forma en que se realiza el transporte litoral.

Las olas y las corrientes proporcionan las fuerzas necesarias para mover los materiales del litoral. La mecánica de los transportes litorales no se conoce aún con precisión, pero se sabe que existen tres formas principales de transporte de arenas:

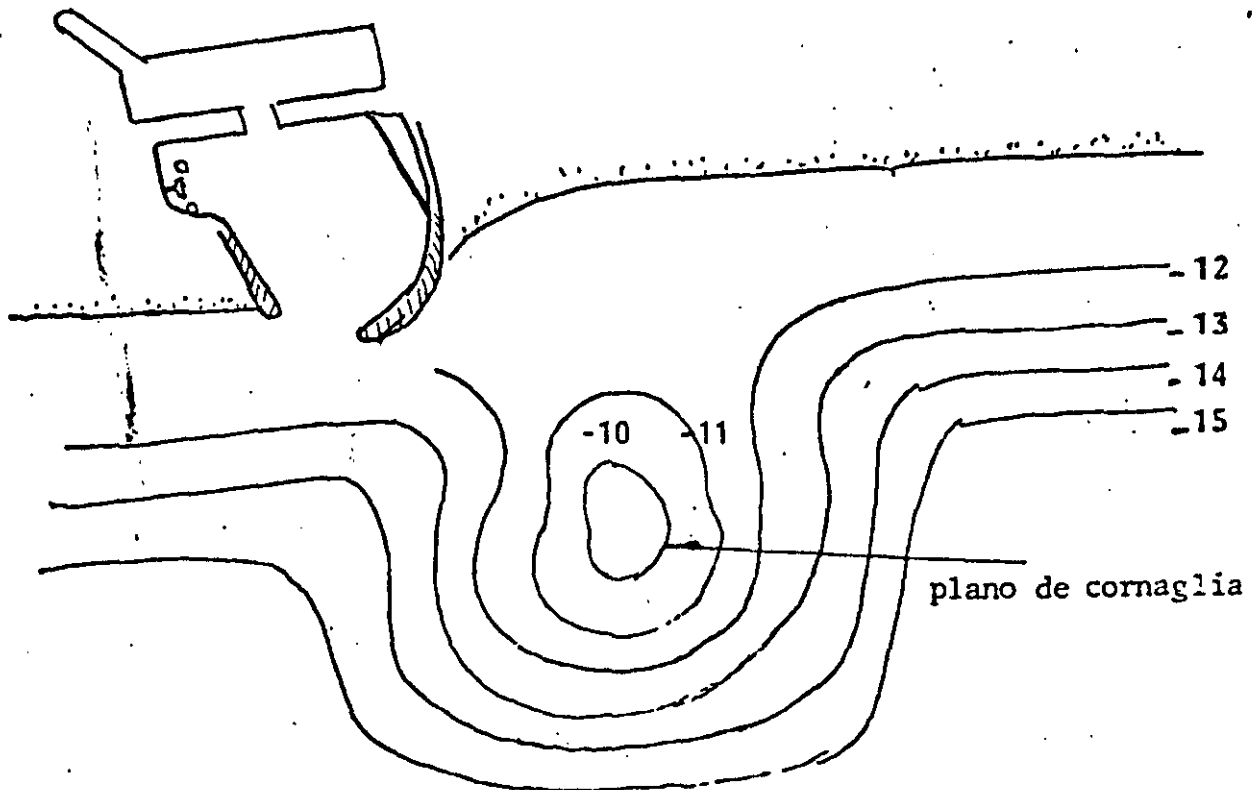
a). El transporte llamado en diente de sierra, llamado así por la trayectoria que siguen las arenas en la zona comprendida entre la línea de rompiente y la línea de playa y se presenta solamente cuando la ola incide oblicuamente respecto a la línea de playa. El material es transportado por la ola rota en dirección de esta y regresa según la línea de máxima pendiente de la playa, resultando de ello un transporte de arena a lo largo de la misma.



b). El material que se encuentra en suspensión en la zona de rompiente es transportado por la acción de corrientes-litorales de cualquier tipo.

e). En la zona de mar adentro de la línea de rompiente, se presenta un movimiento de materiales por deslizamiento, rodamiento y saltos originados por las corrientes oscilatorias producidas por el paso de las olas. Estos movimientos se han observado en profundidades del orden de los 30 mts. para costas sujetos a fuertes oleajes. Las profundidades son variables para cada caso particular, dependiendo principalmente de la magnitud del oleaje que se presente y el tipo de material del fondo.

Esta profundidad define un plano, abajo del cual para las condiciones locales existentes en cada caso, los materiales que ahí se encuentran ya no se mueven; a este plano se llama "plano de cornaglia"

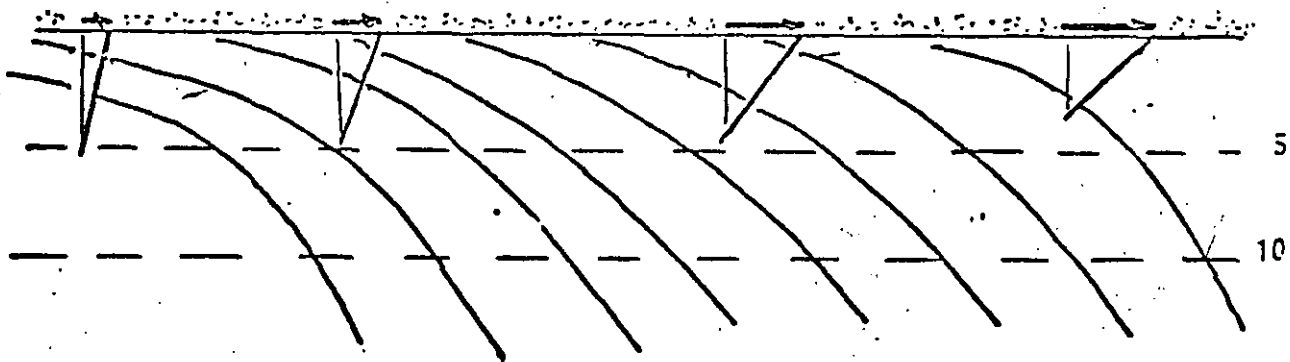


Zona de depósito del material dragado en el puerto de Salina Cruz, que nos ha permitido determinar el plano de cornaglia para las condiciones locales de oleaje y corrientes.

Interpretación de los planos de acarreo litorales.

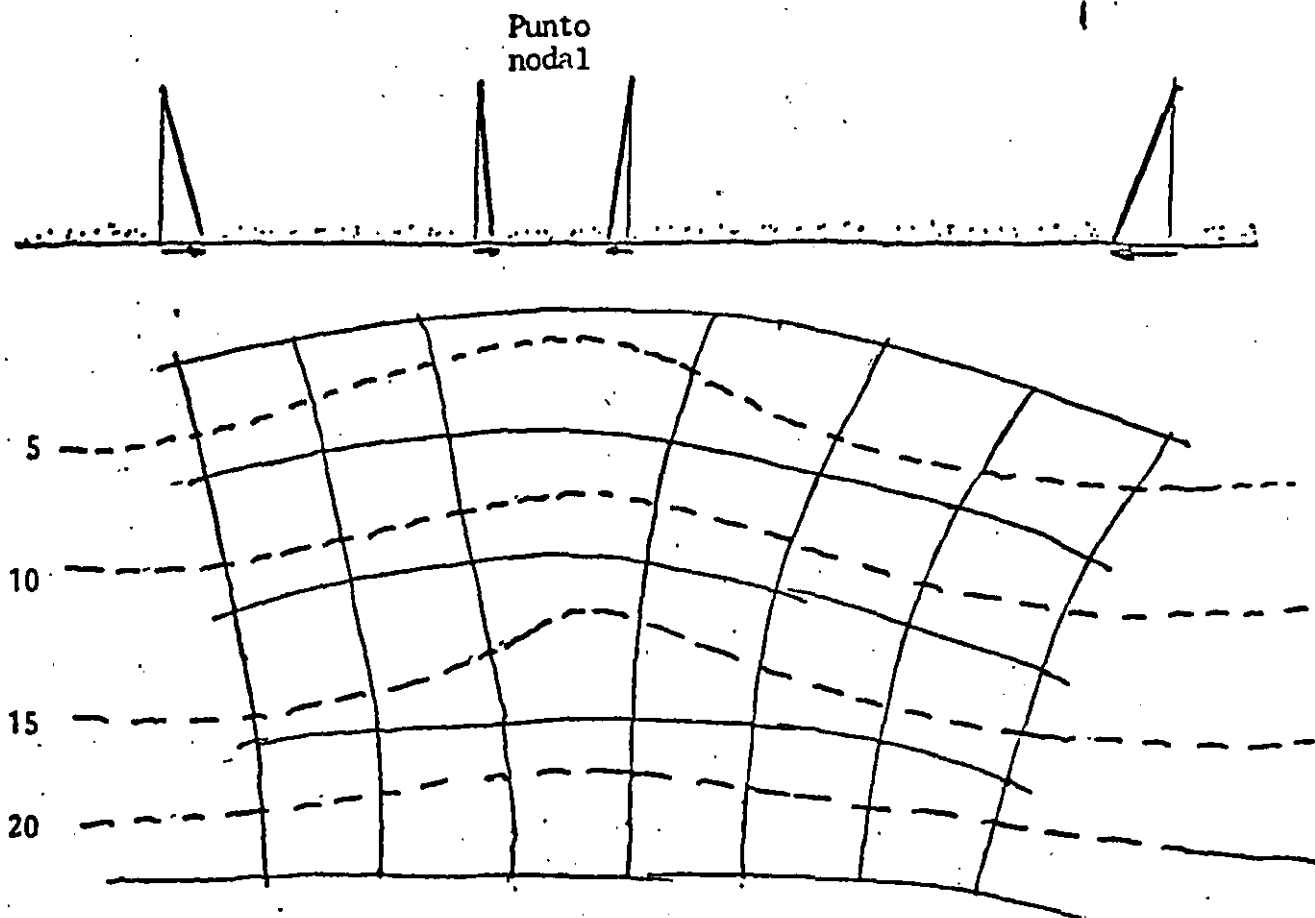
El hecho de que la componente tangencial esté dirigida en determinado sentido no indica necesariamente que existan acarreo en esa dirección, pues si bien hay tendencia al movimiento de materiales, obviamente es necesaria la presencia de material que transporta. Es decir, para que existan acarreo litorales se necesita; que exista material por transportar, que se tenga tendencia al transporte y que la energía de la ola sea suficiente para transportar el material existente.

(playa recta con batimétricas paralelas)

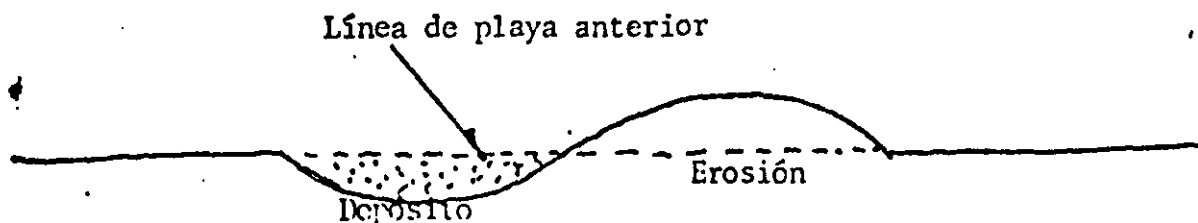


En este caso, la energía se reparte (uniformemente) en toda la playa y se produce una tendencia al acarreo a lo largo de ella. Cuando la incidencia del oleaje es normal a la playa, se tiene un equilibrio estático (remoción sin transporte).

Playa recta arenosa con curvas batimétricas no paralelas a la playa.



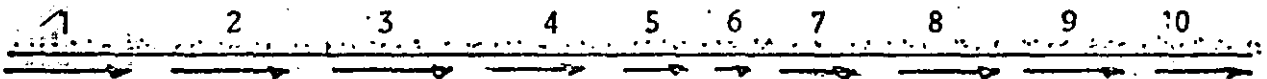
Los factores de incidencia de energía son variables a lo largo de la playa, tanto en dirección como en magnitud, por lo que si perdura el oleaje durante un tiempo suficiente, la playa se modificará de la siguiente forma:



Los puntos de concurrencia de los vectores de tendencia al acarreo indican zonas de depósito, los puntos de divergencia indican zonas de erosión.

El tamaño relativo de los vectores sucesivos de acarreo indican, en forma general si existe tendencia a que se presenten de depósito o erosiones. Mientras no se establece un régimen constante de acarreo, es decir, mientras se obtenga el equilibrio dinámico de la playa, ésta sufrirá continuas modificaciones hasta lograr dicho equilibrio.

Supongamos una playa recta con los vectores de acarreo dispuestos en la siguiente forma:



Los vectores indican la potencia transportada de la ola en el punto considerado y por lo tanto el gasto sólido relativo que puede transportarse en un tiempo dado.

En los puntos 1, 2, y 3 la potencia transportadora tiene el mismo valor, lo mismo los puntos 8, 9, 10 y 11 por lo tanto el gasto sólido $q_1 = q_2 = q_3$, y $q_4 < q_3$; en el punto 4 solo podrá transportarse q_4 en el tiempo considerado, por lo tanto se depositará un volumen $q_3 - q_4$ es decir:

$q_4 < q_3$	volúmen depositado	$q_3 - q_4$
$q_5 < q_4$	"	$q_4 - q_5$
$q_6 < q_5$	"	$q_5 - q_6$
$q_7 > q_6$	erosionado	$q_7 - q_6$

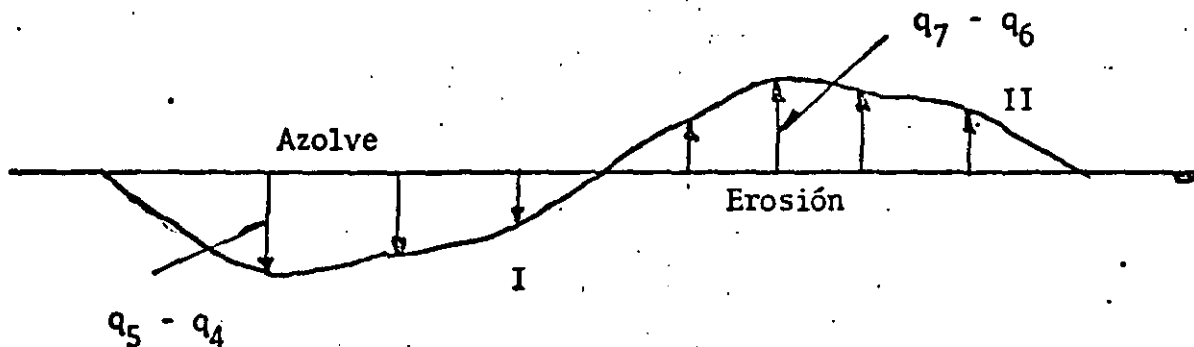
Como la potencia transportadora en el punto 7 es mayor que en el punto 6, se presentará un efecto de succión.

$$\begin{aligned}
 & q_8 - q_7 \text{ volúmen succionado} \\
 & q_8 = q_9 = q_{10} = q_{11} \dots \\
 & q_9 - q_8 = 0 ; \\
 & q_{10} - q_9 = 0 \\
 & q_{11} - q_{10} = 0
 \end{aligned}$$

$$q_8 - q_7$$

En este caso; a partir del punto 8 se reestablece el régimen de acarrees, quedando la playa en equilibrio dinámico.

Si a partir de un eje horizontal que representa la línea de playa se llevan verticalmente los valores $q_n - q_{n-1}$; podremos trazar una grafica que nos represente el volúmen de material que se deposita o erosiona en el tiempo considerado. Indica además la zona donde tiende a presentarse el depósito o donde tiende a presentarse la erosión, es decir.



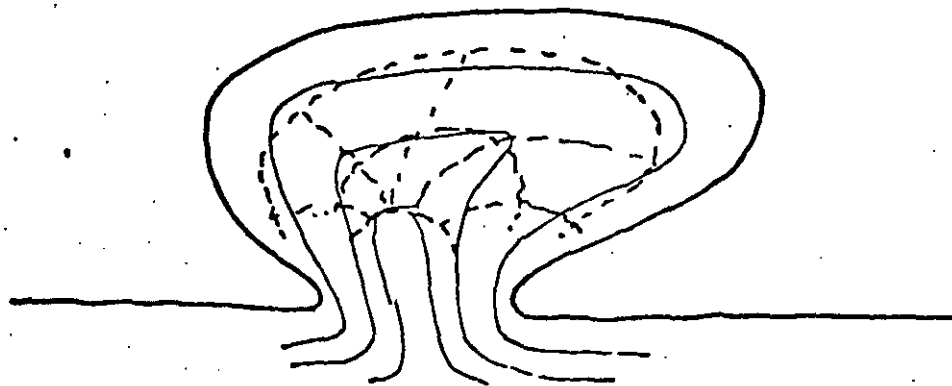
Si $I = II$, la playa está en equilibrio.

Si $I > II$, se azolve la zona indicada y se acumula en el tiempo considerado una cantidad de arena $I - II$.

Si $II > I$ se erosiona la parte en la parte indicada en un volúmen $II - I$ en el tiempo considerado.

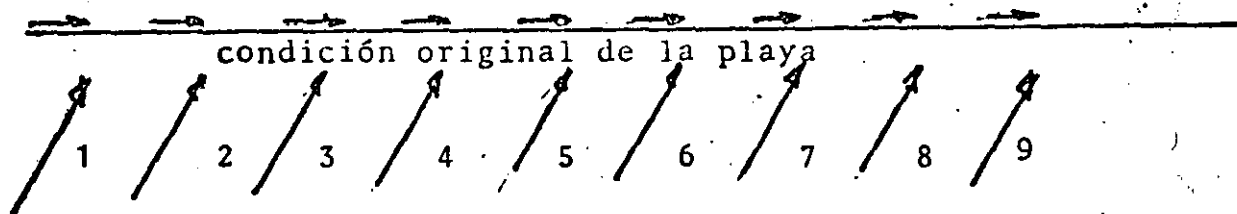
Cuando la playa sufre modificación por presentarse erosiones o azolves, es que no alcanza aún su equilibrio sea estático o dinámico.

Se tiene equilibrio estático, cuando la ola ataca en dirección normal a todos los puntos de la playa. Esta situación se presenta ocasionalmente en playas abiertas y con bastante frecuencia dentro de las bahías.

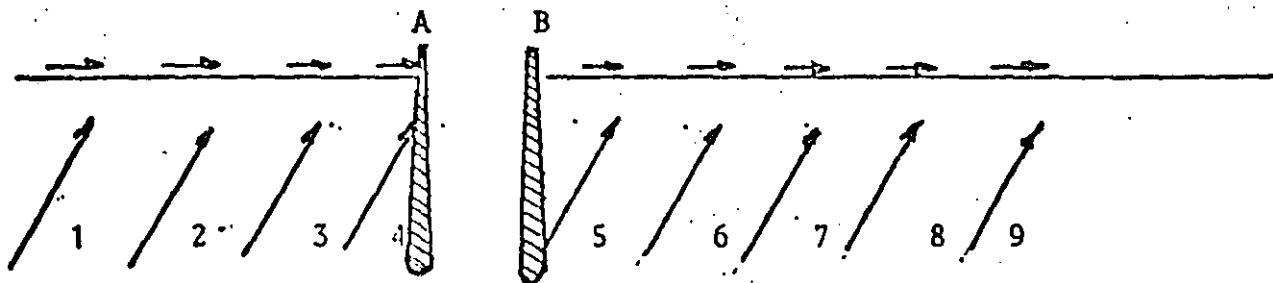


PLANTA

Si se analiza el caso de una playa recta en equilibrio dinámico, en la que se rompe dicho equilibrio por la construcción de las obras exteriores, es decir.



Condiciones con obras exteriores



Al interponerse la obra entre los puntos 4 y 5 se suspende totalmente el acarreo litoral de tal manera que $q_A = 0$. Al constituir las obras exteriores un obstáculo total al paso de las arenas, necesariamente $q_B = 0$ es decir:

$$q_1 = q_2 = q_3 = q_4 = q_5 = q_6 = q_7 \quad \text{originalmente.}$$

$$q_2 - q_1 = 0$$

$$q_3 - q_2 = 0$$

$$q_4 - q_3 = 0$$

Es decir es una playa en equilibrio dinámico.

$$q_A - q_4 = 0 - q_4 = -q_4 \quad (\text{azolve})$$

En el punto A en un tiempo determinado, se acumula cierta cantidad de arena q_4 .

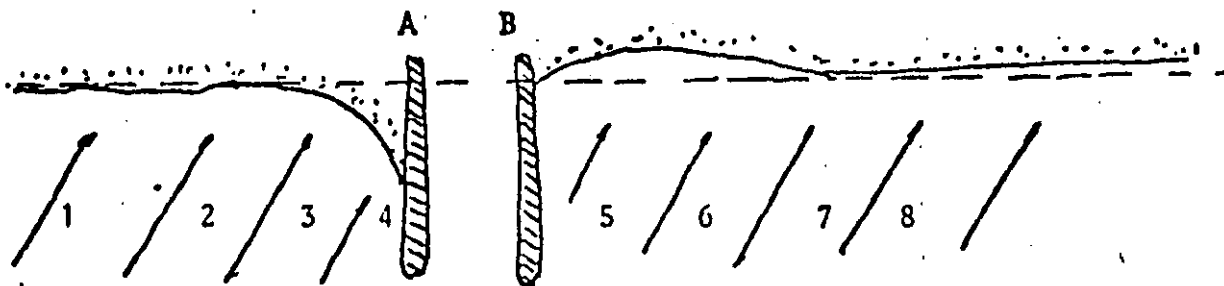
$$q_5 - q_B = q_5 - 0 = q_5 \quad (\text{succión, erosión})$$

En el punto 5 en un tiempo determinado succionará y por lo tanto erosionará, ya que se suspendió el abastecimiento de arena una cantidad q_5 .

En adelante se reestablecerá el régimen de equilibrio.

$$q_6 - q_5 = 0 ; q_7 - q_6 = 0$$

Por lo que la playa adoptará la siguiente forma:



A la izquierda del punto A continúa el proceso de azolve, alcanzándose el equilibrio estático en las proximidades de la obra A, ya que en esa zona la ola ataca normalmente a la playa.

A la derecha del punto B continúa el proceso de erosión, alcanzando el equilibrio estático aquellos puntos en que la Ola ataca normalmente a la playa, siendo estos puntos los cercanos a la obra AB. Si el régimen de oleaje se mantuviese constante durante largo tiempo, continuarían en forma indefinida los procesos de erosión y azolve a uno y otro lado de las obras A y B.

En la realidad sucede que el oleaje varía frecuentemente, tanto en dirección como en intensidad por lo que los vectores que indican la potencia transportadora sufren continuos cambios.

Formación de flechas (cordones litorales) y de tombolos.

Los factores que intervienen en la intensidad del transporte litoral son: características de la ola, incidente (altura y longitud), inclinación de las crestas rompientes con relación a la dirección general del litoral y características de los materiales playeros (granulometría y densidad).

Mediante estudios experimentales en modelos reducidos se ha observado que la influencia de la ola en el gasto litoral sigue la siguiente ley:

q litoral $\propto h^2$ es decir que el gasto sólido litoral es proporcional al cuadrado de la altura de la ola.

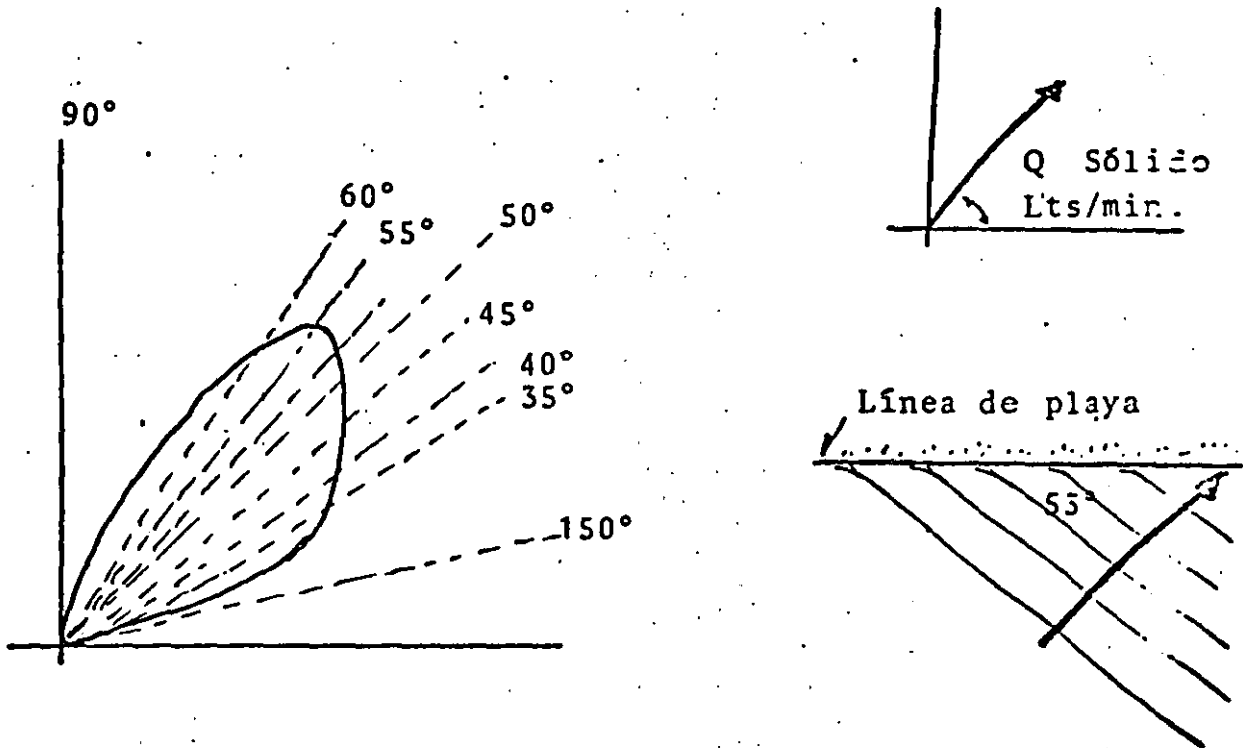
Y que la longitud de ola sigue la siguiente relación:

q litoral $\propto L$ es decir que el gasto litoral es proporcional a la longitud de ola.

∴ q litoral $\propto h^2 L$ es decir que el gasto sólido litoral será proporcional a la energía de la ola, ya que $E = \frac{1}{8} A \rho g H^2 L$.

Influencia de la inclinación de las crestas rompientes con relación a la línea de playa sobre la intensidad del transporte litoral.

Los resultados de una serie de experimentos, manteniendo constantes las características de las olas y el material playero y variando sólo la incidencia de la ola, se ha obtenido una grafica en coordenadas polares; la cual muestra -- que el máximo acarreo litoral se obtiene con un ángulo de incidencia de 53°

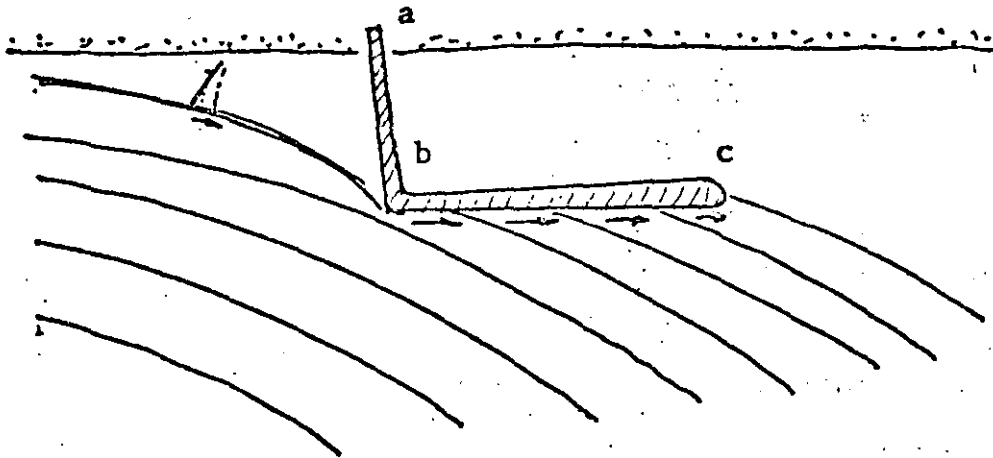


El gasto sólido con ángulos de incidencia de 0 a 15° - aumenta lentamente y de ahí en forma rápida hasta alcanzar su máximo valor con un ángulo de 53°. Para ángulos de incidencia mayores el gasto sólido decrece rápidamente hasta -- llegar a ser nulo para un ángulo de 90°.

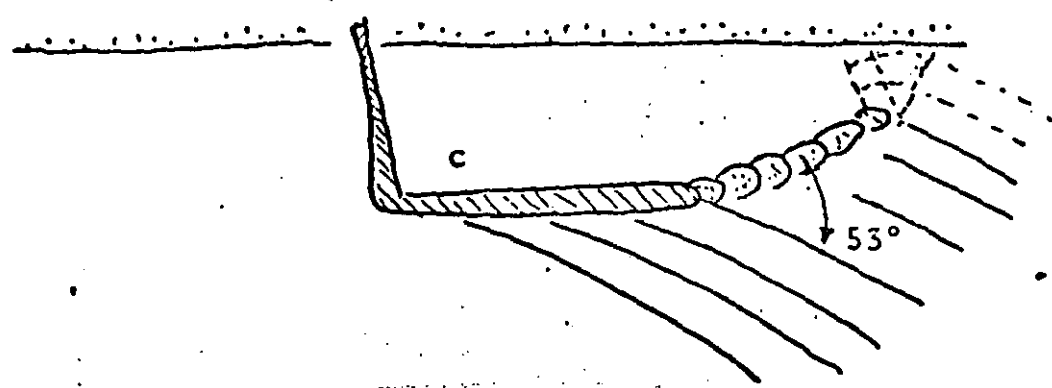
Flechas o cordones litorales.

Aunque la incidencia del oleaje es variable en cualquier playa, es posible obtener el oleaje resultante representativo de un ciclo anual y por lo tanto, conocer las tendencias al acarreo resultante para cada zona de playa en estudio.

Supongamos una obra construida en una playa que contaba con un equilibrio dinámico.



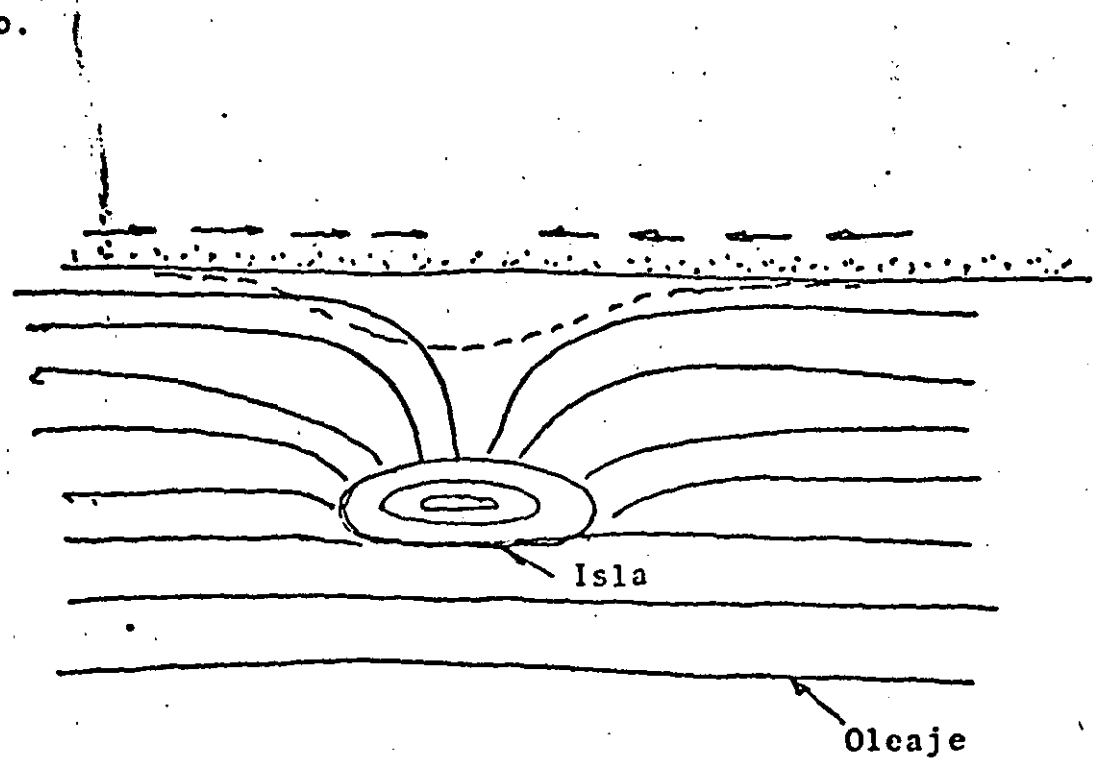
El material retenido por la parte ab de la obra calma la capacidad de retención de arenas y comienza a rebazar el extremo b, circulando a lo largo de bc. La arena llega al punto c, donde le falta el apoyo lateral, depositándose en el extremo c, al continuar el aporte de arena se irá acumulando en el extremo de la obra. La arena se irá depositando con la orientación del transporte máximo, o sea formando un ángulo aproximado de 53° con respecto a las crestas de las olas, formando así el principio de una "flecha".



Tombolos.

Tombolos es una formación costera ocasionada por la presencia de un obstáculo natural o artificial en las proximidades de una playa.

Su formación obedece a las tendencias convergentes al transporte que se origina en la playa frente al obstáculo, dando lugar a la modificación de la playa, dando como resultado que la formación costera tiende a unirse con el obstáculo.

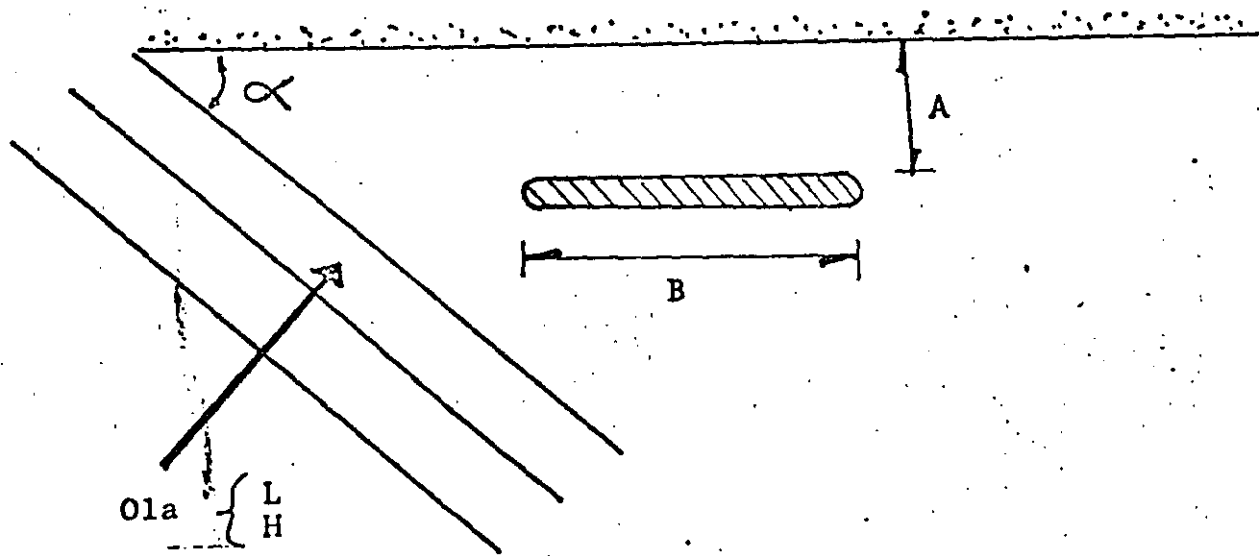


F

Si el oleaje incide inclinado respecto a la playa, se formará un tombolo asimétrico. La formación de tombolos artificiales en un procedimiento para defensas de playas.

En la formación de tombolos artificiales construyendo diques paralelos a una playa arenosa, intervienen los factores siguientes:

- a). Angulo de incidencia del oleaje con respecto a la playa.
- b). Características de la ola incidente.
- c). Separación (A) entre la obra y la playa.
- d). Longitud B del dique.



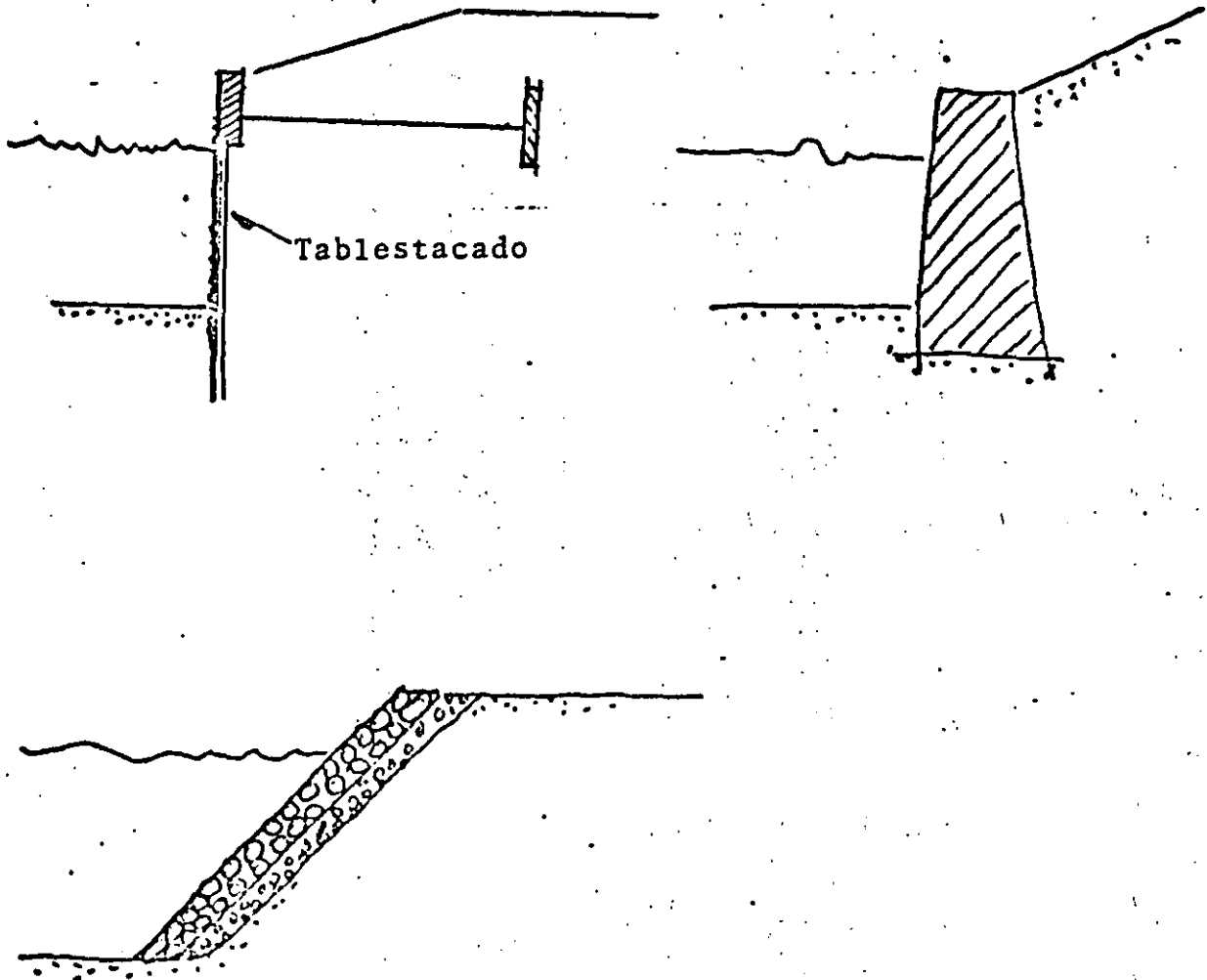
En terminos generales, se debe cumplir que $A = B$ y que el dique debe tener suficiente altura para impedir que las olas lo rebasen.

Obras de protección de costas.

Obras paralelas a las playas. - El propósito de este tipo de protecciones es defender la línea de costa contra los daños ocasionados por la acción del oleaje. Estas obras pueden ser muros o simples revestimientos.

La altura de la estructura será la necesaria para que la ola no rebase sobre la obra.

$$\frac{\text{Altura de obra sobre el nivel de agua}}{\text{Altura de la ola}} = 1.5 \text{ Valor medio}$$



• Obras perpendiculares a la costa. - Otro procedimiento para conservar las playas, consiste en construir espigones ó espolones que retengan las arenas. Este procedimiento debe tomarse con ciertas reservas y utilizando sólo cuando se tenga un conocimiento más o menos aproximado del régimen de las costas, ya que al formarse una barrera al paso de las arenas, el abastecimiento de material del lado opuesto a la dirección del acarreo se suspende, originando fuertes erosiones.

Para desarrollar el estudio general y definir las obras necesarias para mejorar una playa es necesario conocer:

- a). La dirección predominante del transporte litoral.
- b). El régimen de la costa en un ciclo anual, conociendo la energía de la ola incidente y de su componente tangencial en cada mes, para determinar y estimar las zonas de depósito y de erosión.
- c). Observaciones comparativas de las playas para épocas diversas (varios años) por medio de la fotografía aérea, y si es posible en las mismas épocas disponer de levantamientos hidrográficos de la zona.
- d). La granulometría y densidad del material playero.
- e). Las mareas existentes en la zona, ya que la variación del nivel del agua afecta al régimen de la costa.

Espigones.

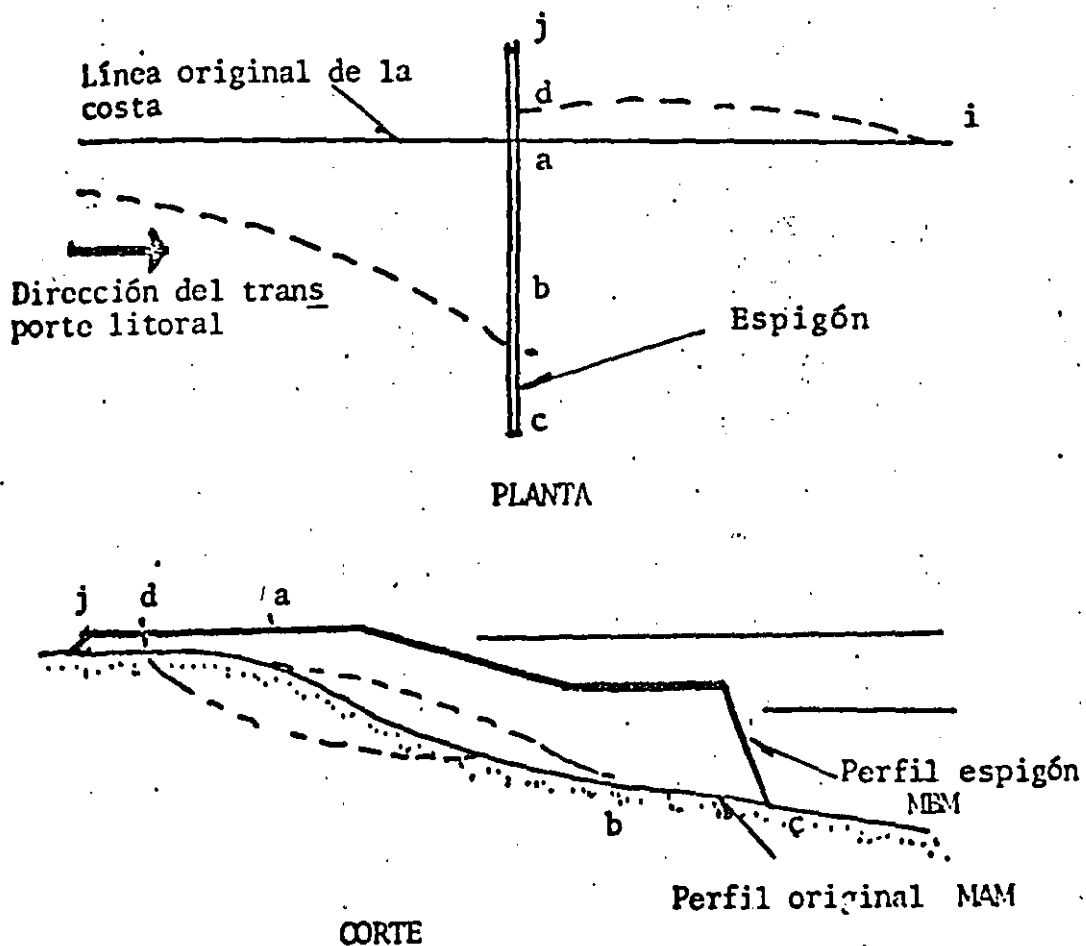
Son estructuras para proteger playas y constituyen trampas de arena ó simplemente medios para retardar los procesos litorales.

En general, son obras perpendiculares al litoral que se adentran en el agua la distancia necesaria para estabilizar la línea de playa en la dirección conveniente.

Es frecuente tener que utilizar varios espigones seguidos para defender un trecho de playa amplio, constituyendo un sistema o batería de espigones.

Operación de los espigones.

Ilustramos el funcionamiento de un espigón:

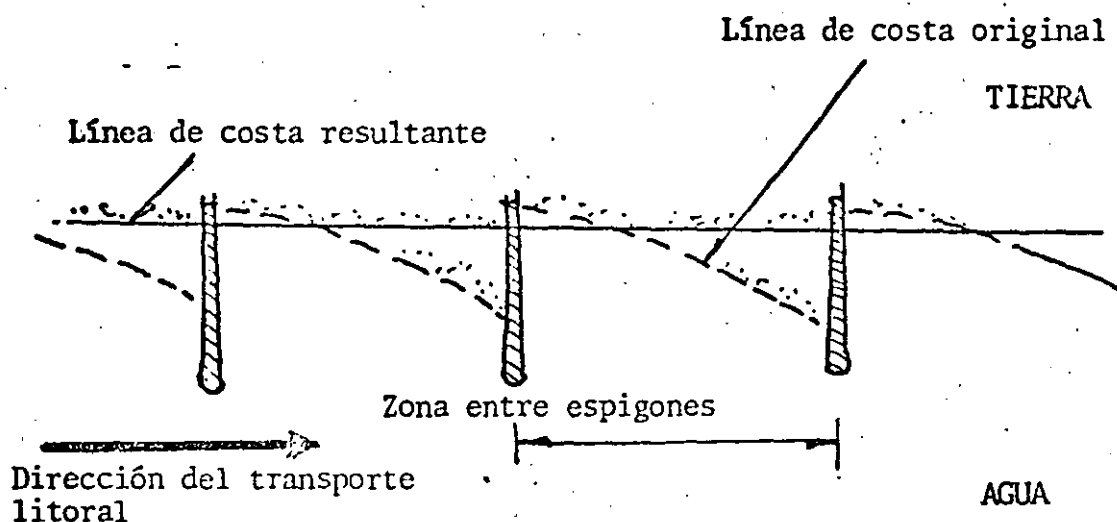


Al concluir el espigón se acumulará arena en uno de sus lados, orientándose la nueva playa paralelamente a las crestas de las olas incidentes.

La línea original de la playa e - i se modifica por la construcción del espigón j c según la dirección de playa establecida f b en el lado en que acumula arena y de dirección d i del lado opuesto. En esta zona se presenta un retroce-

so de la línea de playa, originada por la suspensión del aporte litoral, orientándose esa parte de la playa según la dirección de las crestas incidentes.

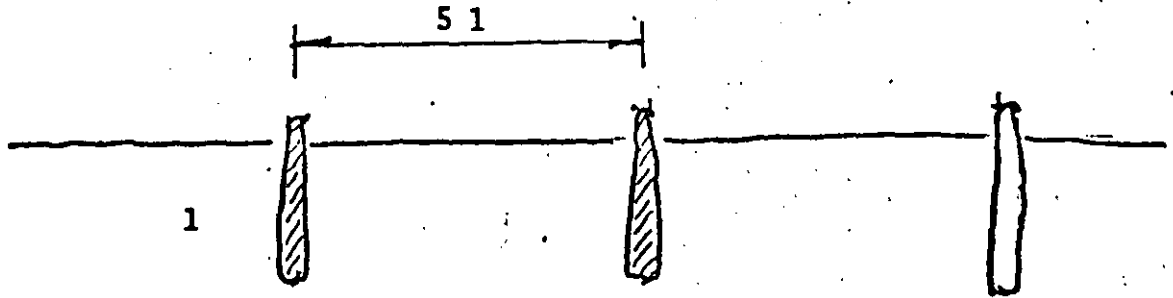
Cuando se tiene un sistema de espigones, la playa comprendida entre dos de ellos se orientará en dirección normal a la del oleaje terminando así con la tendencia al transporte de arenas.



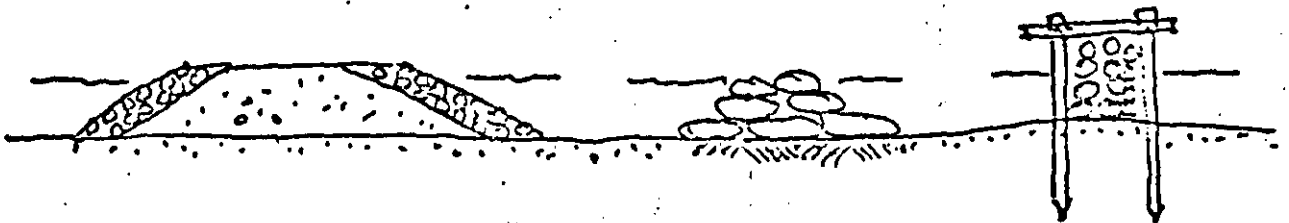
Espaciamiento entre espigones.

Si se utiliza el procedimiento de relleno natural, es necesario construir primero el último espigón del sistema ó batería y los subsecuentes en el sentido opuesto a los acarreos. El segundo espigón deberá construirse una vez que el primero se ha rellenado completamente; este procedimiento tiene la ventaja de ubicar los espigones exactamente en el sitio que les corresponde. Sin embargo, como la construcción del sistema de espigones tiene que hacerse en forma lenta se elevan los costos de construcción, por lo que es mas conveniente cons

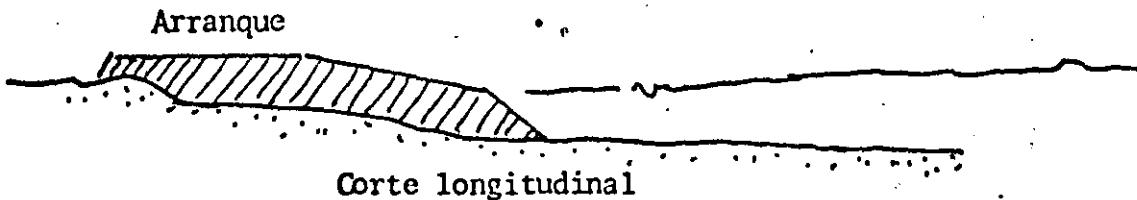
truir todo el sistema según se haya proyectado, en forma -- aproximada se puede decir que la separación entre espigones es del orden de 5 veces la longitud de los mismos, dependiendo del tipo de playa y de las características del oleaje.



Tipo de espigones



Coste transversal



Corte longitudinal

Costeabilidad de obras de protección de costas.

Una vez definidas las obras necesarias para proteger un tramo de costa, habrá que comparar el costo de construcción de dichas obras más los gastos de conservación con los beneficios que se espera obtener; de tal manera que sólo en el caso de que los gastos de depreciación de las obras y mantenimiento sean menores e iguales a los beneficios logrados, se procederá a su construcción.

Por ejemplo si se tiene una carretera costera amenazada por un proceso de erosión, se considera lo siguiente:

- a). Valor de las obras de protección.
- b). Costo de las obras necesarias para cambiar el trazo de la carretera, incluyendo el valor del tramo amenazado.

Si $a < b$ se protege la obra.

Si $a > b$ se cambia el trazo del camino.

Diques de Abrigo.

Para proporcionar una zona de calma en un puerto, donde las embarcaciones efectúen sus operaciones con comodidad y seguridad, es necesario construir diques que proporcionen abrigo al oleaje y al azolve.

Estas obras pueden ser de diversos tipos, dependiendo de las condiciones locales y de los materiales de construcción disponibles.

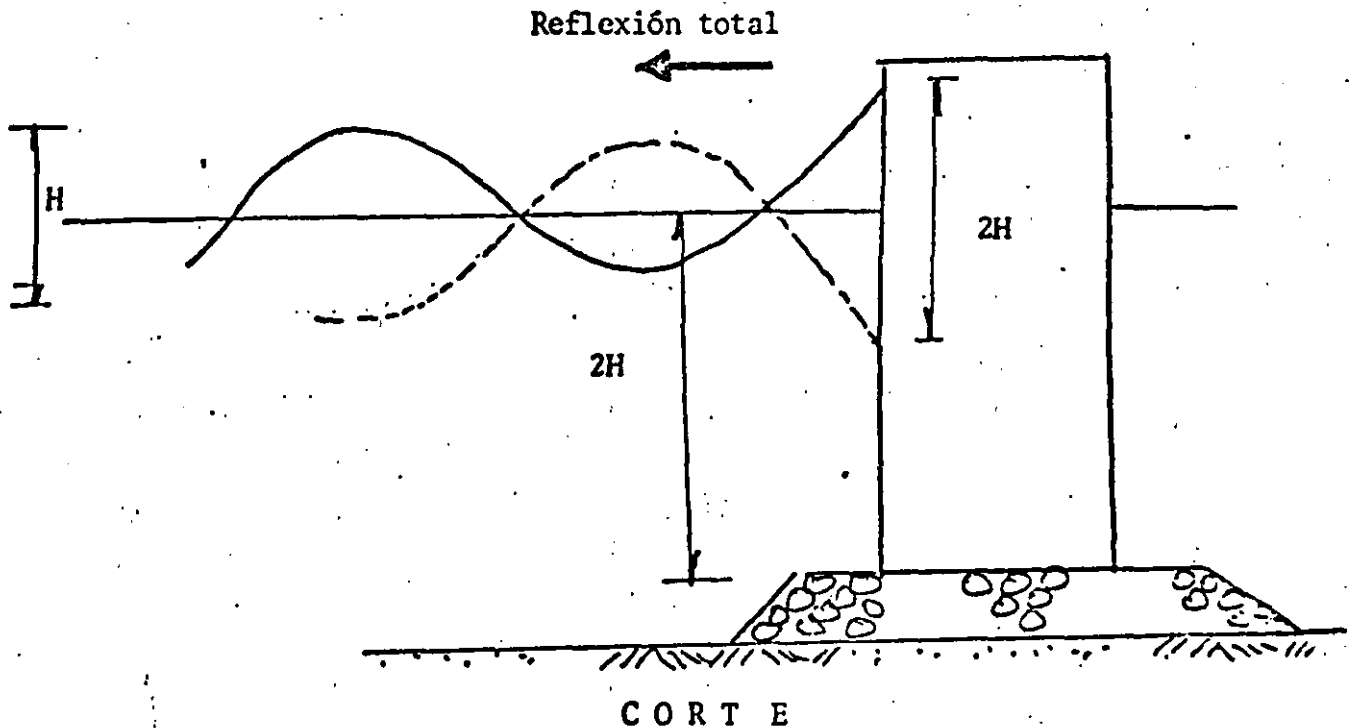
Para el diseño de los diques hay que considerar la magnitud del oleaje que se presente en el lugar, el área donde se debe proporcionar calma y la longitud de la obra necesaria para impedir que las arenas penetren al puerto.

Intervienen la amplitud de la marea, que con la altura de ola, definen la altura del dique.

En general los diques podrán ser de pared vertical o de talud; los verticales se construyen utilizando cajones de concreto, grandes bloques, celdas de diferentes materiales (concreto o acero), etc.

Los de talud pueden ser contruidos con enrocamientos naturales, o con nucleo de enrocamiento y revestimiento de piezas artificiales ya sean bloques paralelepipedos ó tetrapodos que son piezas de forma especial.

Diques Verticales.

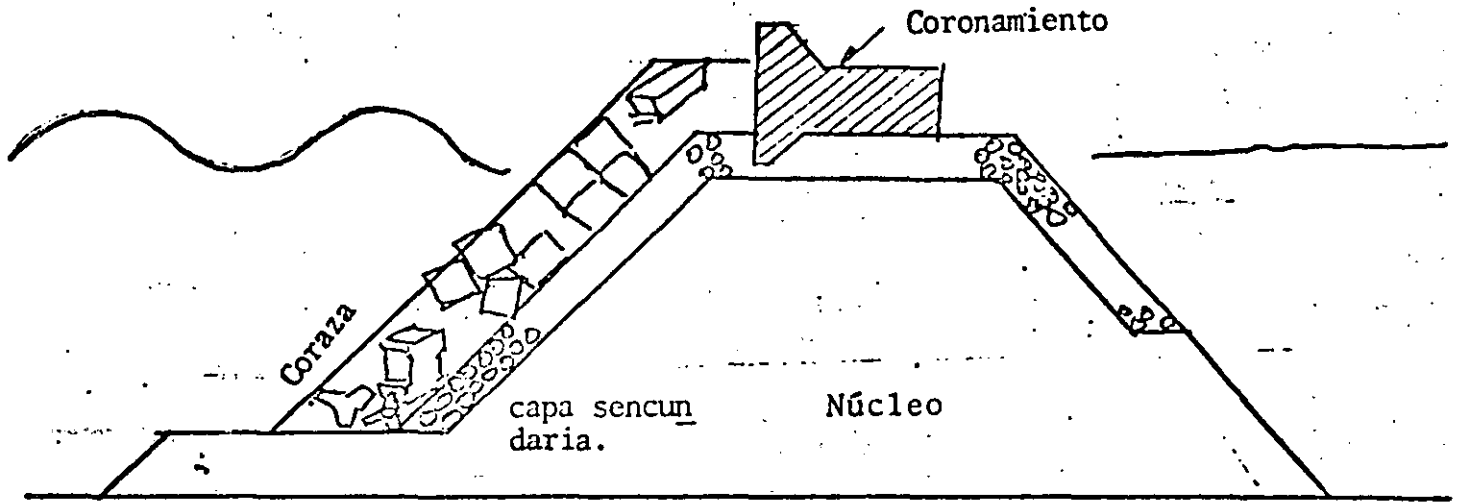


Los diques de pared vertical reflejan la energía de la ola y son útiles en aquellos lugares de gran profundidad y en donde la amplitud de mareas es grande, ya que el volumen de obra es menor que el necesario en diques de talud, aún cuando el precio por unidad de volumen sea mayor en los diques verticales que en los de talud.

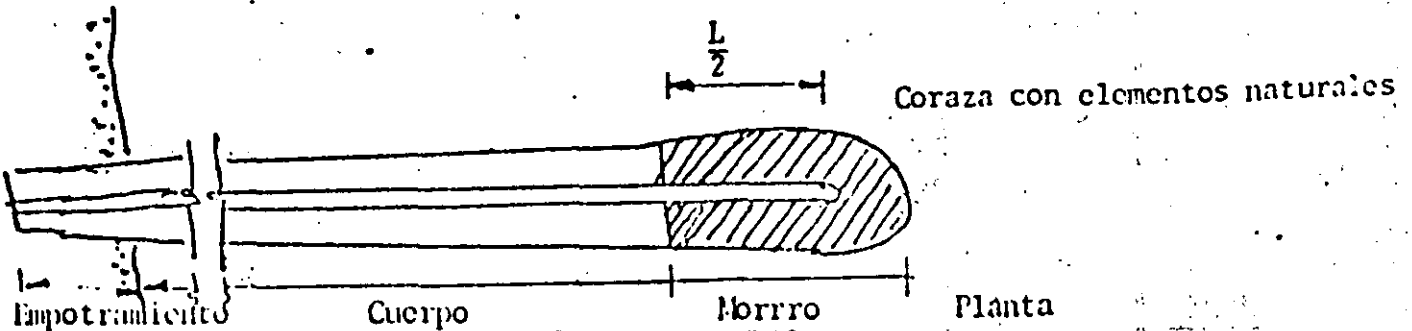
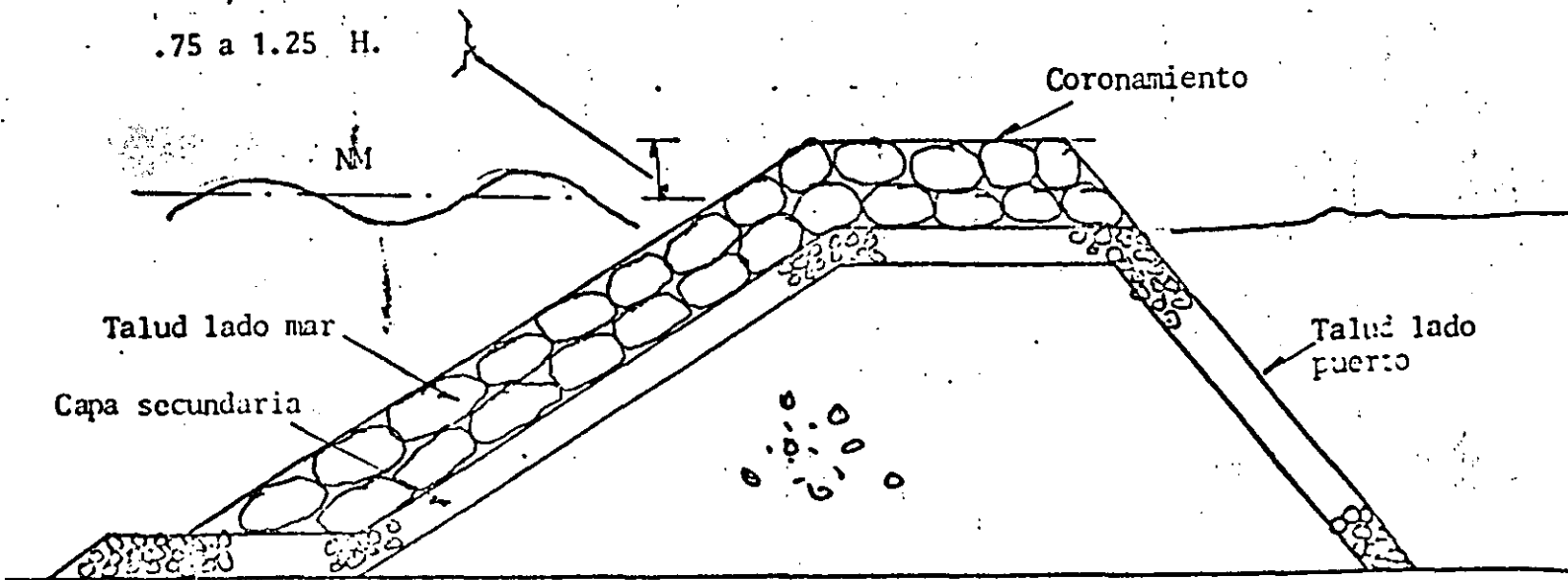
La profundidad mínima a la que debe quedar la base del muro será igual al doble de la altura de la máxima ola para obtener la reflexión completa de ella, con lo que se evita también la socavación al pie del dique.

DIQUE DE TALUD

F



Coraza con elementos artificiales



Cálculo del peso del enrocamiento de un dique de taludes.

Formula de Iribarren.

$$P = \frac{N H^3 d}{(\cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3 (d-1)^3}$$

en donde:

- P.- peso de la piedra en toneladas.
 H.- altura de la ola que rompe contra la obra (en metros)
 d.- densidad del material (ton/m³) (peso volumetrico)
 α = ángulo del talud con la horizontal. El talud varía en la práctica desde 1.33:1 hasta 3.5:1
 N.- 0.015 para elementos naturales.
 N.- 0.019 para bloques artificiales.

Para el cálculo de la altura de ola hipotética, empleada en la determinación de los pesos de las piedras del revestimiento sumergido.

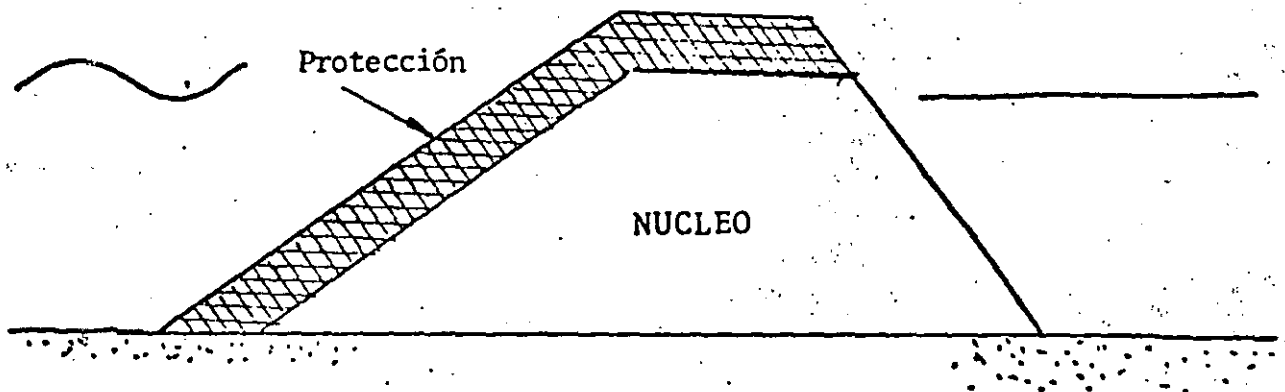
$$H^1 = H \frac{\cos h \frac{L}{2\pi} (D + Z)}{\cos h \frac{2\pi D}{L}}$$

en que:

- H.- Altura de la ola en el sitio de la obra.
 D.- Profundidad al pie de la obra
 Z.- Profundidad considerada a partir de la superficie.

Dimensiones de la sección del dique.

Los diques de enrocamiento están constituidos por el revestimiento protector y por el núcleo en que se apoya.



Se considera que el revestimiento exterior debe estar -
constituido por 3 capas de piedra de tamaños más o menos cons-
tantes y su espesor, para el caso de elementos naturales será:

$$e = 3\sqrt[3]{\frac{P}{d}} \quad \text{en que}$$

P en ton.

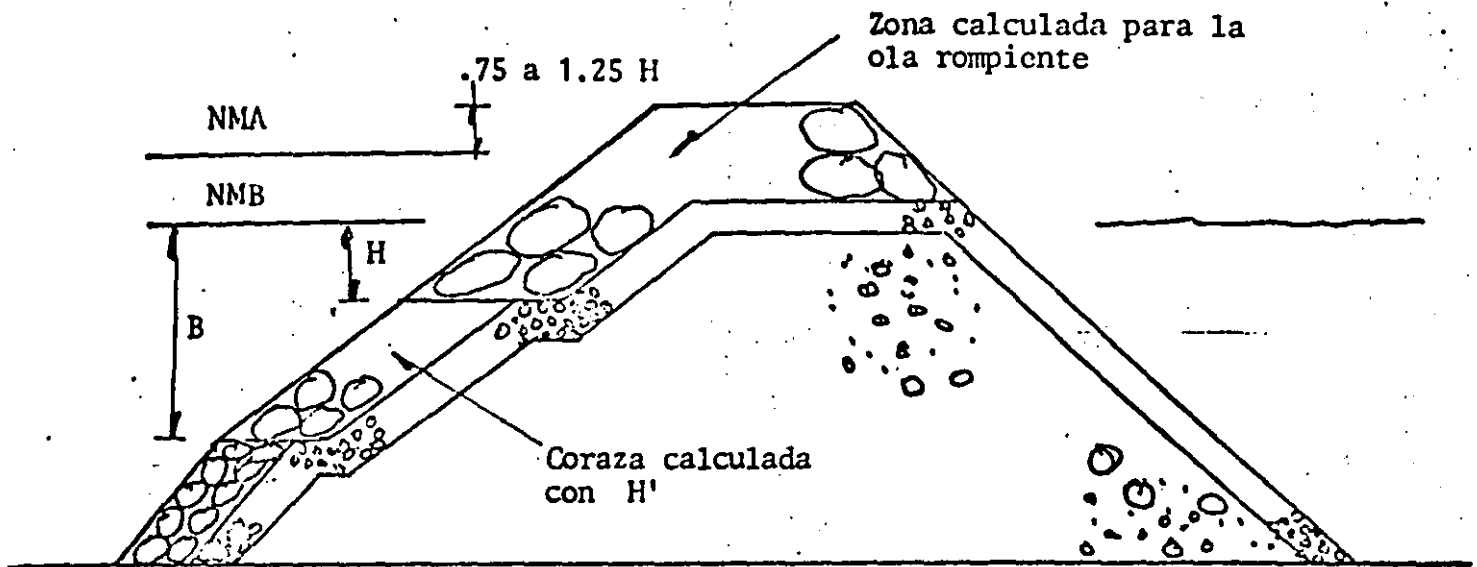
d.- en ton/m³

e .- en mts.

Para paralelepipedos de concreto será:

$$e = 2\sqrt[3]{\frac{P}{d}}$$

El reconosimiento estará formado por la prolongación ho-
rizontal del revestimiento principal.



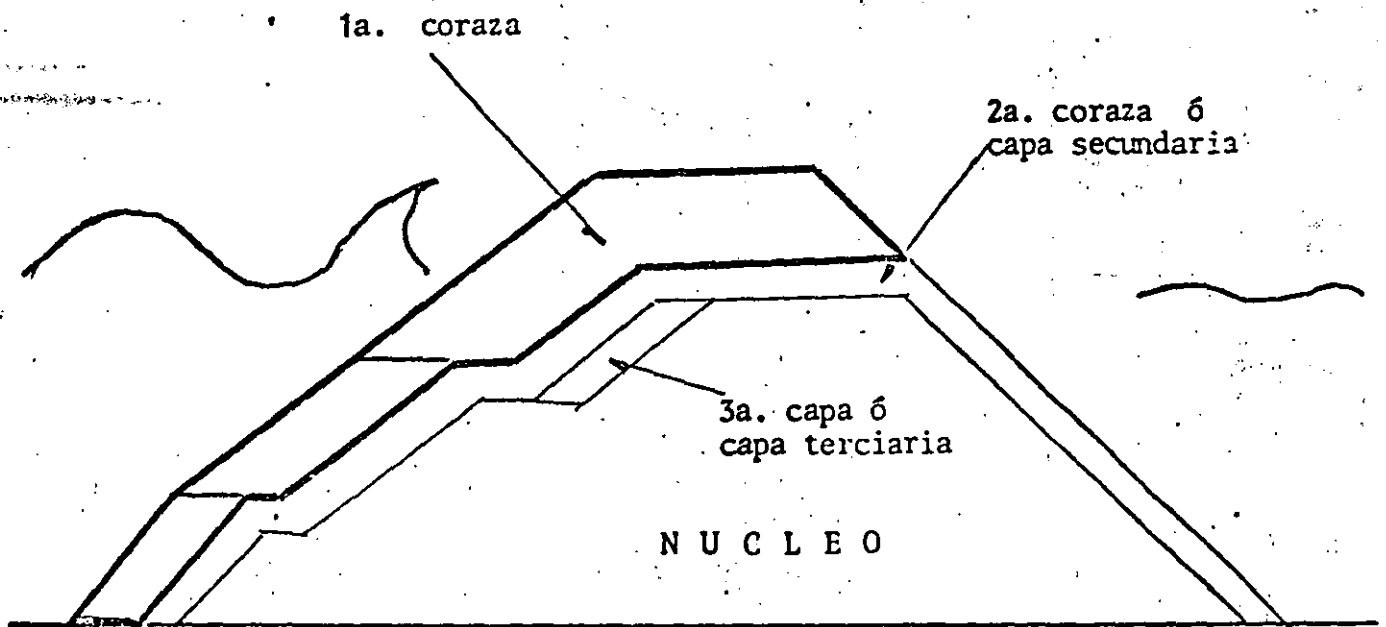
El recubrimiento principal se lleva hasta una profundidad "H" a partir de la más baja marea. El ancho del coronamiento será el necesario para permitir el acceso al equipo de construcción.

El revestimiento debe tener un alto porcentaje de huecos, condición que se logra colocando piedra de tamaño uniforme. Puede decirse que mayor porcentaje de huecos, mayor capacidad para absorber la energía de la ola.

El núcleo por el contrario, debe tener un alto grado de compacidad lo que se logra colocando material petreo de todos tamaños. En ocasiones el material del núcleo puede ser de menor tamaño que los huecos del revestimiento, pudiendo escapar a través de ellos; para evitar este fenómeno es necesario colocar una o varias capas intermedias, a fin de cumplir la condición de filtro; el tamaño de un lado de un bloque de la 2ª capa será $\frac{1}{3}$ del de la 1ª capa, por lo que el volumen será $\frac{1}{27}$ del elegido para el revestimiento prin

cipal. En forma conservadora puede adoptarse como peso de las de un segundo revestimiento $\frac{1}{20}$ del peso de las piedras del revestimiento principal.

Esta condición se cumplirá con el tercer revestimiento, respecto al segundo y así sucesivamente hasta llegar al núcleo.



Las capas sumergidas del revestimiento pueden construirse conservando el talud y utilizando piedras de menos peso, o bien utilizando las mismas piedras en todo el revestimiento y modificando el talud.

Para dimensionar el lado anterior de los diques (lado puerto) en caso de existir oleaje, se calcula para la altura de ola que se presente, en caso de no existir oleaje, bastará con dejar el material del núcleo con su talud natural de reposo.

Es recomendable que en el extremo o morro del dique se utilicen piedras de vez y media de las necesarias según el cálculo.

El dimensionamiento de los diques de enrocamiento está basado en el hecho de que la ola ataca a la obra en dirección normal a su eje.

El peso máximo de las piedras que se pueden obtener en ciertas canteras es del orden de 12 tons.:

Ejemplo (caso Veracruz)

$$H = 5.95 \text{ mts.}$$

$$d = 2.50 \text{ ton/m}^3.$$

$$\text{Cos} = 0.948$$

$$\text{Sen} = 0.316$$

$$\text{Dif.} = 0.632$$

$$N = 0.015 \text{ por ser bloques naturales.}$$

$$P = \frac{0.015 \times 5.95^3 \times 2.50}{0.632^3 \times 1.53} = 9.27 \text{ ton.}$$

$$\text{espesor } e = 3^3 \frac{9.27}{2.5} = 3 \times 1.55 = 4.65 \text{ mts.}$$

Cálculo de la 2ª y 3ª capa y núcleo.

$$2^\circ \text{ capa } \frac{1}{20} \times 9270 = 464 \text{ kg. mínimo}$$

$$3^\circ \text{ capa } \frac{1}{20} \times 464 = 25 \text{ kilos mínimo.}$$

El núcleo estaría constituido por piedras de $\frac{1}{20} \times 25 = 1.5 \text{ kgs. mínimo}$

La 2ª y 3ª capas serían de dos capas.

ABRIGO DE LOS PUERTOS.

En general puede decirse que un puerto no es completo si no tiene suficiente abrigo al oleaje y a la entrada de los -- acarreos litorales. El primero para dar seguridad a las embarcaciones y permitir su fácil maniobra, logrando comodidad en las operaciones de carga y descarga. El segundo para evitar -- que los accesos al puerto disminuyan en profundidad, elevando los gastos de conservación al efectuar dragados frecuentes.

Existen obras exteriores cuya función principal es la de proporcionar abrigo al oleaje y se denominan Rompeolas, y que también defienden de la invasión de los azolves.

Las obras exteriores construidas con objeto de evitar la entrada de azolves litorales pueden ser de varios tipos.

Para evitar el obturamiento de las desembocaduras de ríos o esteros e impedir la formación de barras, se construyen obras de encausamiento de corrientes llamadas Escolleras. Estas a su vez, tienen también como función proporcionar abrigo al oleaje.

Desembocadura de ríos, esteros y lagunas. -- En los lugares en que las aguas interiores se comunican con el mar, se presentan corrientes originadas por las mareas o las propias de los ríos.

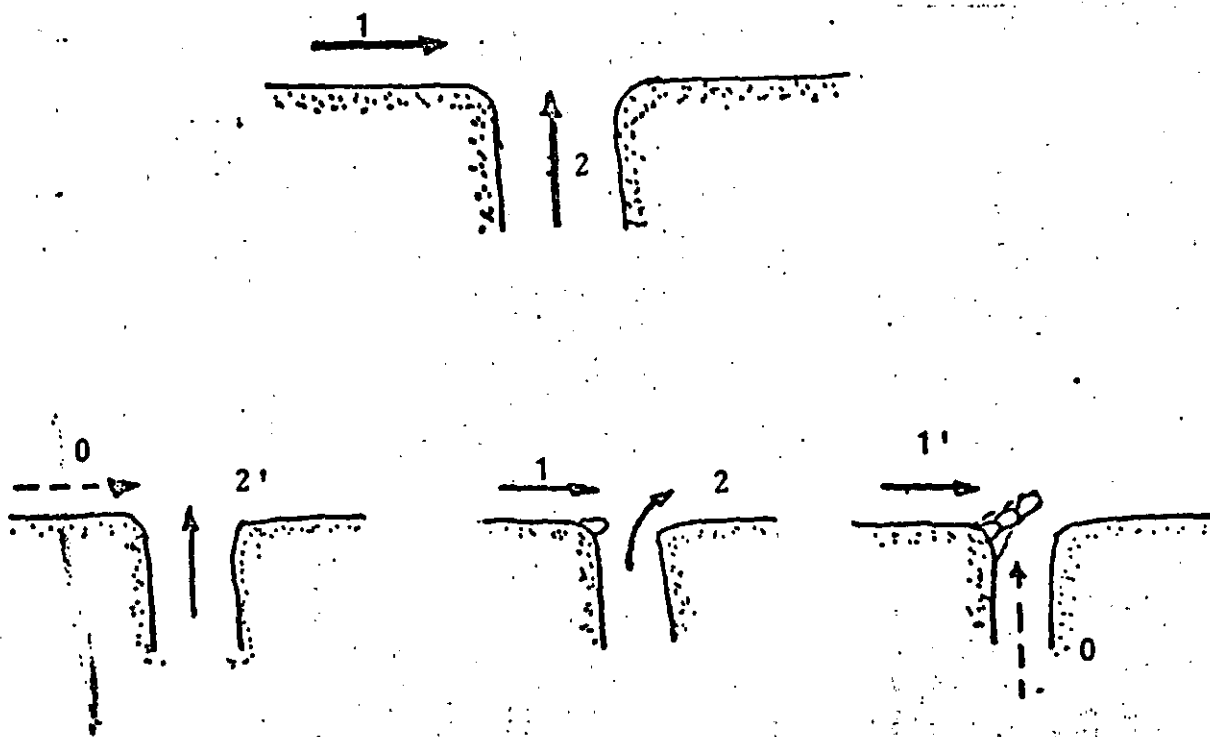
Generalmente a los lados de las desembocaduras, existen -- playas arenosas sujetas a cierto régimen costero.

Los acarreos litorales encuentran una discontinuidad al -- llegar a la desembocadura, ya que las corrientes hacen efecto similar al de un espigón (espigón hidráulico), e interrumpen -- el paso de las arenas, provocando azolvamientos y erosiones a -- uno y otro lado de la corriente.

En el caso de esteros y lagunas, en donde las corrientes -- son originadas por las variaciones de marea, su efecto se modi

fica de acuerdo con el ciclo de las mareas, cada seis horas se invierte la dirección de las corrientes y desde luego, en ese lapso se presentan corrientes máximas y nulas. Si se tienen acarreo litorales y las corrientes son pequeñas, las arenas invaden la desembocadura y seis horas después, al presentarse las corrientes fuertes, barren las arenas depositadas.

En resumen puede decirse que en toda desembocadura entran en juego dos fuerzas principales: La corriente y los acarreo litorales.



La fuerza 1 de los acarros es, a su vez variable de acuerdo con el régimen de la costa. Por lo tanto, el comportamiento de la desembocadura dependerá de los valores relativos entre las fuerzas 1 y 2.

Si

Fuerza 1

Fuerza 2

Resultado

0

<

2'

desembocadura libre

1'

>

0

se obtura la desembocadura.

Al variar las fuerzas 1 y 2 se tienen condiciones intermedias a las anotadas.

El objeto de las escolleras es precisamente anular la fuerza 1, obteniendo de esa forma la condición de "desembocadura libre".

TIPOS DE PUERTOS.

Por su ubicación los puertos pueden ser marítimos, fluviales ó fluviomarítimos. Los marítimos se encuentran en la costa, sujetos a la acción directa de los fenómenos del mar.

Los fluviales se sitúan en la ribera de algún río y quedan sujetos al régimen propio del río.

Los fluviomarítimos son aquellos que se encuentran en la ribera de un río próximos a su desembocadura y quedan sujetos al régimen del río y a los fenómenos del mar.

MODELOS HIDRAULICOS MARITIMOS.

Un modelo es una representación generalmente más pequeña de un elemento real, ya sea natural o artificial, denominado prototipo.

El modelo para serlo, debe poseer cualidades tales que permitan transferir las observaciones, resultados y conclusiones obtenidas de él a la escala y magnitud del prototipo que pretende representar. El empleo de los modelos se debe a que existen problemas que no son accesibles para resolverse total o satisfactoriamente por la vía analítica, teniendo la necesidad de recurrir a la investigación experimental. De este modo el proyecto definitivo de una obra, realizado con el auxilio de un modelo en el que se haya logrado un máximo de rendimiento en su funcionamiento tendrá por una parte el máximo de probabilidades de que funcione eficientemente al aplicarlo a circunstancias reales y por otra parte evitará erogaciones --

inecesarias con relación a los costos de construcción, de -- operación o de ambos. La economía lograda en la obra es, con mucho, mayor que el costo del modelo, lo que justifica ampliamente, la utilización de éstos.

Todos los estudios llevados a cabo sobre modelos, tienen sus limitaciones derivadas de las simplificaciones realizadas al construirlos y operarlos o bien de los factores que no es posible tomar en consideración por su complejidad: así en un fenómeno real en el cual intervienen determinado número de fuerzas, solo una, la fundamental, es tomada en cuenta, pasando a segundo plano otras y despreciándose otras por sus efectos insignificantes o nulos.

Debido a estas simplificaciones existe una discrepancia entre lo observado en el modelo y lo que realmente pasa en el prototipo, a esto se le conoce con el nombre de efecto de escala. Este efecto de escala puede ser reeucido al mínimo si el modelo es construido de un tamaño suficientemente grande o si se hacen los ajustes e interpretaciones adecuadas; no debe pensarse que el modelo es un dispositivo que automáticamente de la respuesta o solución exactas al problema --- planteado. El verdadero valor del modelo radica en la habilidad que tengan los técnicos para diseñarlo, construirlo, operarlo y fundamentalmente interpretarlo.

En la actualidad la utilización de los modelos es muy vasta ya que abarca varias ramas de la ingeniería: Los ingenieros mecánicos darán mayor eficiencia a sus turbinas, bombas y maquinaria en general mediante un modelo, los ingenieros navales y aeronautas perfeccionaran los perfiles de los navios, por el mismo medio; los ingenieros civiles, proyectarán adecuadamente muchas de las obras de su incumbencia, tales como las obras marítimas. Dentro de los problemas de hidráulica práctica, existentes algunos que pueden tratarse satisfactoriamente

por la vía analítica, otros que además del análisis requieren para su solución de una confirmación y una afinación por medio de la experimentación y finalmente aquellos que deben tratarse experimentalmente.

En general, puede decirse que pertenecen al primer grupo las redes de tubería, los canales con régimen uniforme - las plantas de bombas, etc.. El segundo grupo; los canales con régimen variados, no permanentes, con problemas de gasto sólido, las obras de toma y de demasias, las obras de rectificación de cauces de ríos, maquinaria y equipo hidráulico y algunos problemas marítimos. Del tercer grupo se puede nombrar: agitación y resonancia en vasos portuarios, rectificación de cauces de ríos con problemas de transporte de material sólido y en general a los problemas que incumben a la ingeniería de costas.

Teoría de la similitud.

Los modelos, para que reúnan las cualidades que permitan transferir las observaciones, resultados y conclusiones a su prototipo deben ser mecánicamente similares (si solo son geoméricamente similares se trata de una maqueta). Para cumplir con este requisito deben satisfacerse desde el punto de vista hidráulico con tres condiciones de similitud.

Similitud geométrica.

Similitud cinamática.

Similitud dinámica.

En la semejanza geométrica, dos objetos son geoméricamente semejantes, si las relaciones de todas las dimensiones homólogas son iguales; la semejanza geométrica implica solamente semejanza de forma.

Existira similitud geométrica si:

$$\frac{X_p}{X_m} = \frac{Y_p}{Y_m} = \text{constante.}$$

En ocasiones, por necesidades de funcionamiento o de construcción, generalmente cuando las magnitudes horizontales son muy grandes comparadas con las verticales, como en el caso de muchos de los modelos marítimos y fluviales, no se conserva estrictamente esta condición de similitud ya que se adopta -- una escala para dichas magnitudes horizontales y otra para las verticales, denominándose a este tipo de modelos distorsionados.

Similitud Cinemática.

Dos casos de movimiento son cinemáticamente iguales, si las trayectorias del movimiento son geométricamente semejantes y si las relaciones de velocidad de varias partículas homólogas contenidas en el movimiento son iguales.

Habrá similitud cinemática si se cumple con la similitud geométrica y además si:

$$\frac{V_{1p}}{V_{1E}} = \frac{V_{2p}}{V_{2E}} = \frac{V_{3p}}{V_{3E}} = \text{constante}$$

$$\frac{a_{1p}}{a_{1m}} = \frac{a_{2p}}{a_{2m}} = \frac{a_{3p}}{a_{3m}} + \text{Constante}$$

Similitud Dinámica.

Finalmente cuando las fuerzas existentes en los fenómenos cumplen con una condición igual a la de casos anteriores, se tiene la similitud dinámica es decir:

$$\frac{F_{1p}}{F_{1m}} = \frac{F_{2p}}{F_{2m}} = \frac{F_{3p}}{F_{3m}} = \frac{F_p}{F_m} = \text{Constante}$$

Estas fuerzas $F_1, F_2 \dots F_n$, que se presentan en los fe

nómenos hidráulicos son debido a la gravedad, a la viscosidad, a la elasticidad, a la tensión superficial, a la rotación de la tierra, etc. y se llaman respectivamente.

Fuerza de gravedad (fuerzas de presión)	Fg
Fuerzas de viscosidad (o de fricción)	Fv
Fuerza de tensión superficial (o de capilaridad)	Ft

En esta parte, se le llama escala al cociente de una magnitud del prototipo entre la magnitud correspondiente del modelo, esto es: la escala de gastos, por ejemplo será:

$$\frac{\text{Gasto en el prototipo}}{\text{Gasto en el modelo}} = \frac{Q_p}{Q_m} = E_Q$$

Para escoger la escala de longitudes adecuada hay que tener en cuenta tres factores.

- 1.- Buen funcionamiento del modelo.
- 2.- Espacio y elementos disponibles.
- 3.- Economía de la construcción.

En el primer punto se refiere a que la escala de longitudes sea tal que las fuerzas despreciables en el prototipo lo sean también en el modelo; por ejemplo: el movimiento de las olas del oceano está gobernada por la fuerza de gravedad, y al construir un modelo demasiado pequeño aparecería una fuerza que en el prototipo no tiene relevancia: la de tensión superficial. De esta manera, el modelo mencionado daría resultados erróneos.

El segundo indica que muchas veces es el espacio o los elementos con que se cuenta en el laboratorio, los que deter-

minan el valor de la escala de longitudes. Se entiende que siempre se cuidará el buen funcionamiento del modelo.

Y fundamentalmente el tercer punto se refiere a que no hay que perder de vista el costo del modelo, puesto que hay ocasiones en que se dispone del espacio que se requiere y por tanto el modelo se puede hacer de mayores dimensiones para obtener un mejor funcionamiento. La escala de longitudes se escogerá tomando en cuenta el factor económico.

La distorsión implica, la existencia de dos diferentes escalas de longitudes: una para las longitudes verticales y otra para las horizontales, a las primeras las denominaremos E_y y a las segundas, E_x .

El cociente $\frac{E_x}{E_y} = \Delta$ que es el índice de distor-

sión del modelo y nos indica la mayor o menor deformación geométrica del modelo. Se recomienda que el valor de Δ no sobrepase a 5, aunque este no es un límite rígido.

Ventajas de los modelos distorsionados.

1.- Se pueden realizar mediciones más precisas en comparación con el mismo modelo no distorsionado.

2.- Al incrementar los tirantes y cargas de agua se tiene mayor fuerza de arrastre, para hacer mover el material de fondo.

3.- Se facilita la operación del modelo.

Desventajas.

1.- Se pueden distorsionar seriamente las presiones y las velocidades.

2.- La construcción puede resultar difícil (modelado de taludes).

3.- Su interpretación es más compleja.

4.- En ocasiones presenta un efecto psicológico desfavorable para el observador.

MODELOS DE FONDO MOVIL.

Todos aquellos problemas relacionados con el movimiento del material acarreado por los rios, por la acción del oleaje o por las corrientes costeras deben estudiarse en modelo cuyo lecho y riveras o costas sean susceptibles de moverse, de ahí la denominación de "fondo movil". El material que representa las arenas, arcillas, limos y boleos puede ser de distintos tipos, tales como baquelita, carbón, plástico molido, aserrín tratado o también arena natural.

Puesto que el fenómeno del transporte de sólidos es muy complicado, evidentemente los modelos utilizados para su estudio dan resultados cualitativos y habilidad del técnico para interpretarlos correctamente.

Estos modelos requieren una calibración previa a los estudios por realizar para tenerles confiabilidad. Esto solamente se puede realizar si se tiene un índice de comparación con el prototipo.

Por ejemplo, para calibrar los modelos marítimos se requiere conocer la evolución, en el prototipo, de la playa y la forma de sus perfiles. Esto requiere muchas veces precipitar el fenómeno construyendo un obstáculo, generalmente un espigón perpendicular a la playa que la altere notablemente erosionándola, azolvándola o ambas cosas.

La calibración se divide en dos fases; la primera concierne al hecho de que el modelo funcione hidráulicamente bien (oleaje, mareas, corrientes, etc., que sean similares aún distorsionados) y la segunda en determinar que tipo y cantidad de material se proporcionará (alimentará) al modelo para re-

presentar el acarreo de sedimentos que la naturaleza proporciona al prototipo.

Reproducción de los fenómenos marinos.

Los fenómenos marinos que los laboratorios hidráulicos pueden generar, se dividen en tres capítulos:

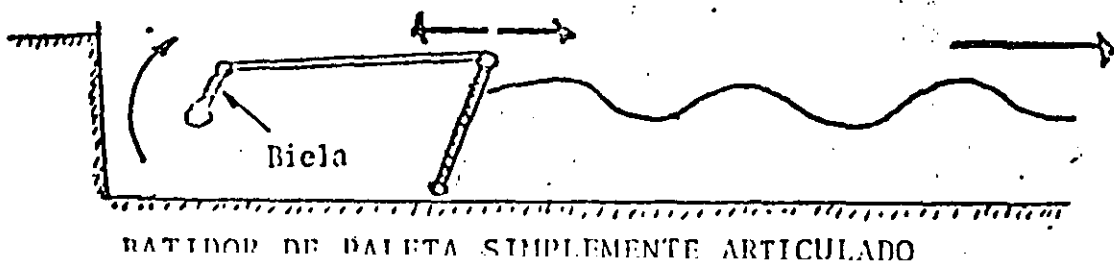
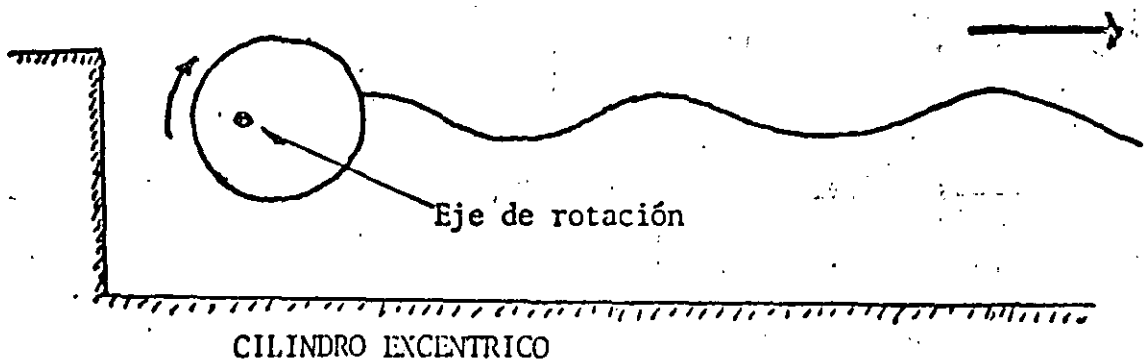
- 1). La ola.
- 2). Ondas estacionarias (seiches)
- 3). Las mareas.

La Ola.- Para lograr una buena representación de la ola en el modelo es necesario conocer sus componentes principales o sea dirección del oleaje, L, T, C, etc.

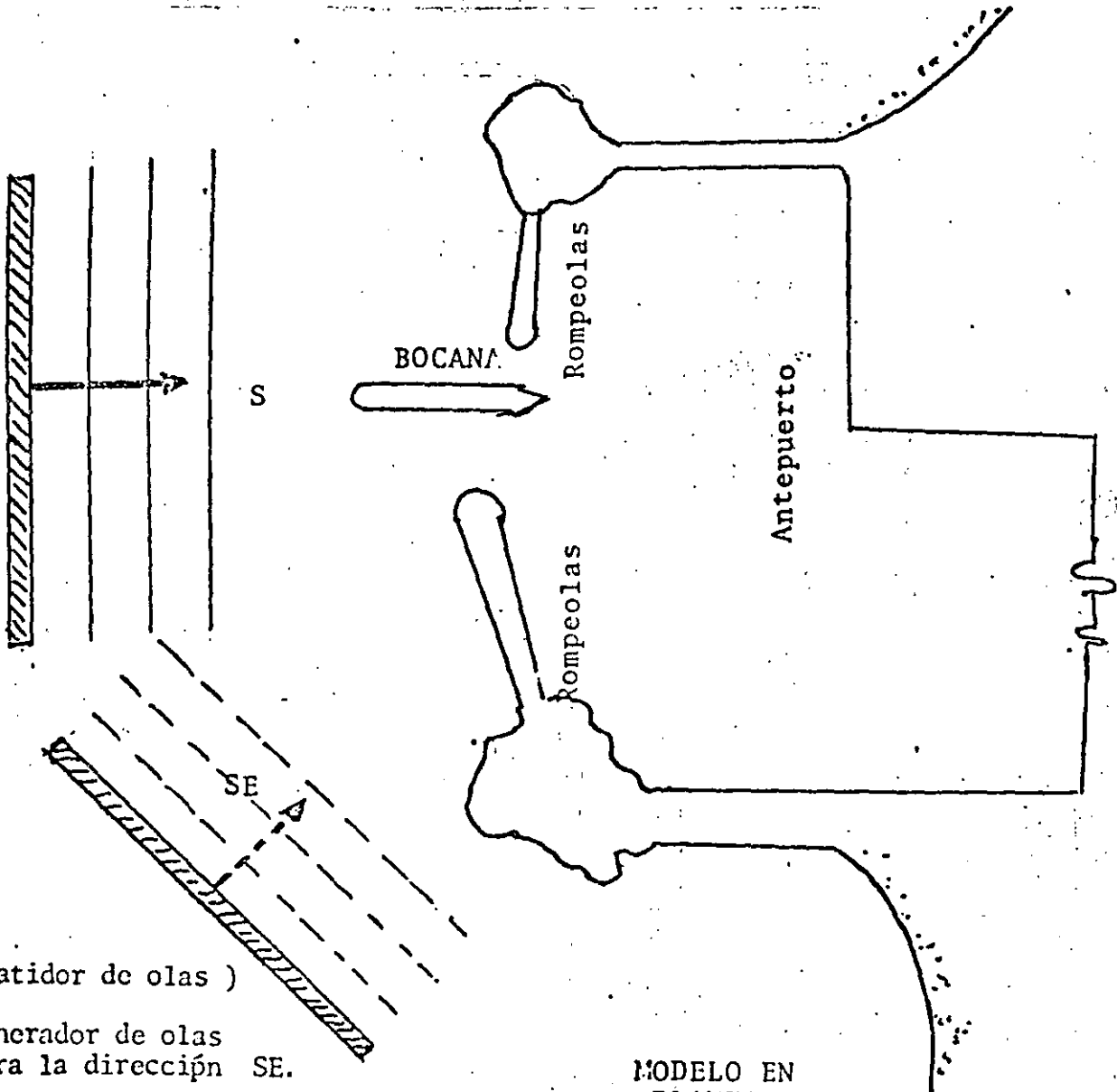
Los principales problemas que encuentra el experimentador son:

- a). La producción de olas.
- b). Su medida en el modelo.
- c). La elección de escalas.

Generación de Olas.- Gran variedad de productores de ola han sido ideados hasta la fecha; tales como:

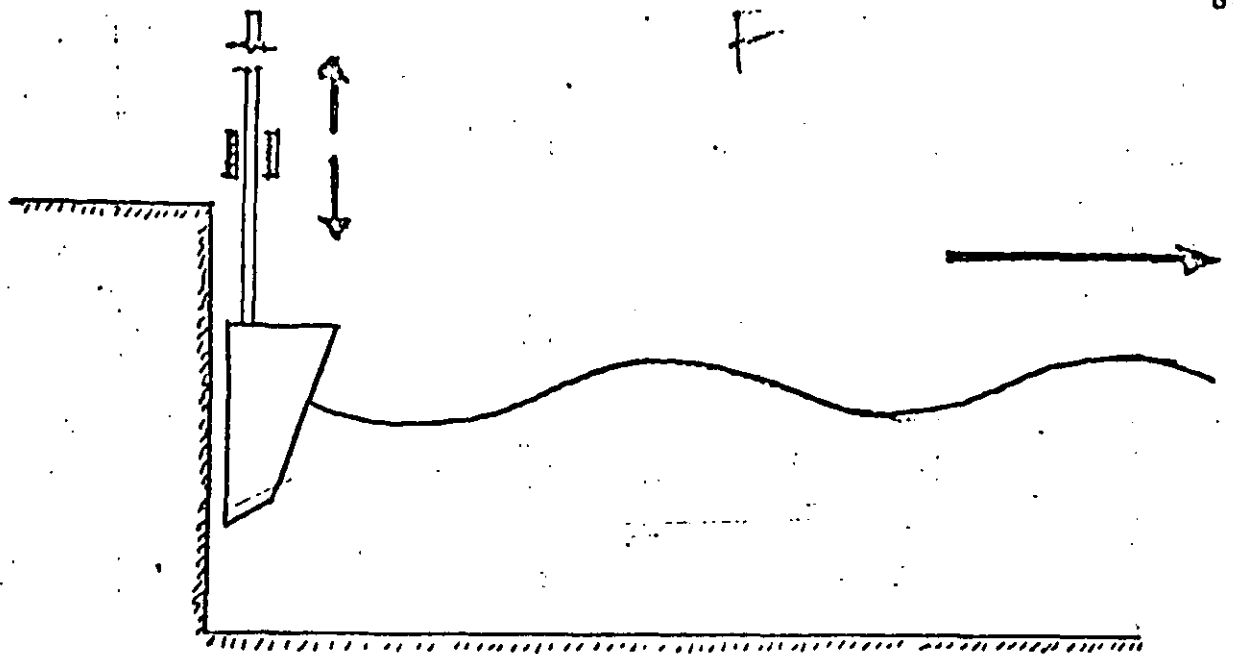


F



(Batidor de olas)
Generador de olas
para la direcci3n SE.

MODELO EN
PLANTA



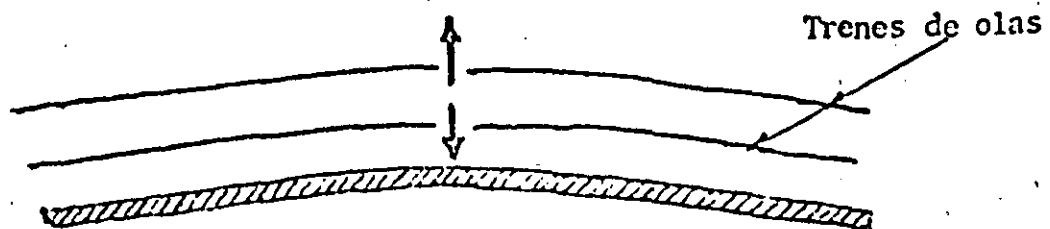
DISPOSITIVO SUMERGIBLE

Las condiciones que debe reunir un generador de olas son las siguientes:

El período de la ola experimental debe variar entre 0.25 a 200 segundos, con una precisión de $1/500$; abajo de 0.25, los efectos de la tensión superficial son considerables sobre la gravedad.

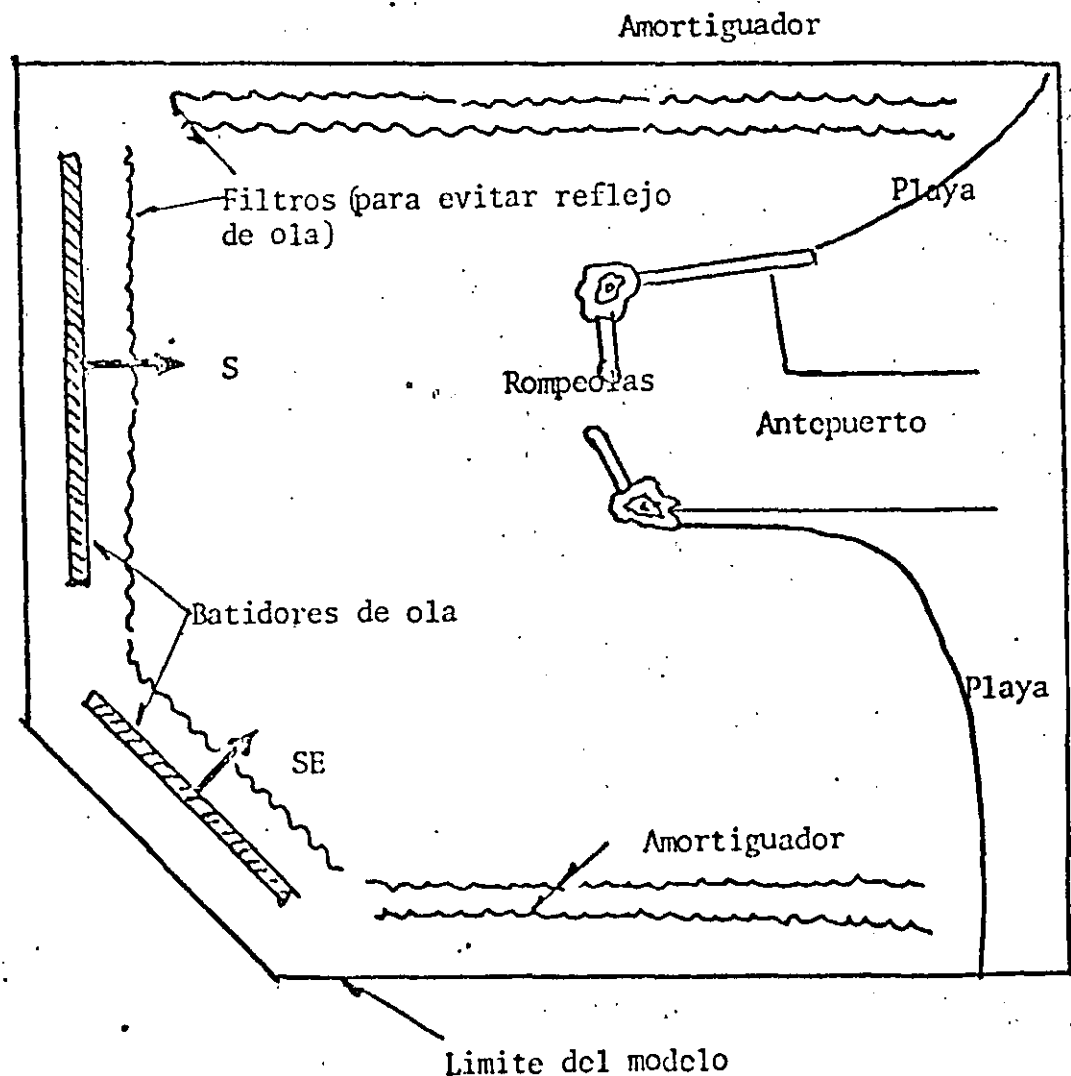
La orientación debe darse de manera que se permita fácil movimiento en todas direcciones, sin necesidad de operaciones mecánicas laboriosas para la colocación de batidores en el tanque. La profundidad de agua, el cual es posible formar la ola, no debe ser menor de 60 cms.

El frente de ola se hará en diferentes formas, es decir, frentes de ola rectilíneos o curvilíneos.



La longitud de la ola debe variar entre 0 y 60 cms. La amplitud de la ola se podrá modificar estando en funcionamiento el aparato.

El problema mayor en la producción de una ola pura en el modelo es el retorno de la ola sobre la máquina que la produce, reflejada sobre el límite del modelo. Para evitar este gran inconveniente se han ideado algunos dispositivos llamados filtros de oleaje que absorben una parte de la energía, dejando casi nula la acción de esas ondas reflejadas sobre la paleta.



En las partes límites del modelo se emplean dispositivos disparadores de energía que anulan el reflejo de la ola y que están formados de mallas llenas de grava o paja, o bien de desperdicios de material metálico.

Ondas estacionarias.- Las ondas estacionarias pueden producirse en la superficie libre del agua que está limitada por paredes continuas y no continuas, cuando se aplican perturbaciones en la superficie libre, cuyo período coincide con ciertos períodos característicos debido a la forma y dimensionamiento del tanque. Este tipo de ondas se presenta en lagos y puertos.

Mareas.- El procedimiento generalmente usado para reproducir los efectos de marea sobre modelos, consiste en introducir un gasto conocido, constante o variable y efectuar de modo continuo, una extracción aproximada del mismo. Cuando la extensión del agua es menor que la introducción, el nivel sube y representa el flujo y en caso contrario cuando la extracción es mayor, el nivel desciende y representa el reflujó.

Otro aspecto que se estudia en modelo, es la maniobrabilidad de embarcaciones, en su acceso al puerto, en su trayectoria en canales de navegación, evolución en las dársenas de ciaboga y operación y el atraque en muelles.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

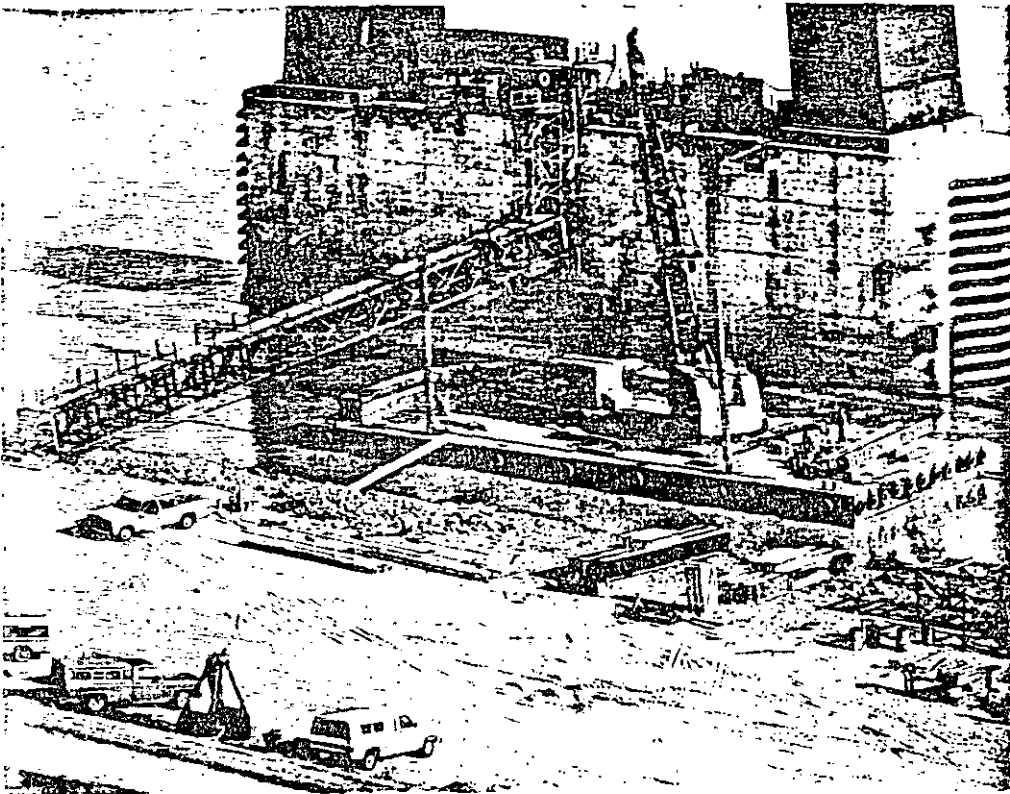
CURSO: INGENIERIA MARITIMA. MODULO: "CONSTRUCCION DE OBRAS
MARITIMAS" DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO.
MEXICO, D.F.

CRANE BARGES

ING. JULIO FINDTER VEGA.
JUNIO 1985.

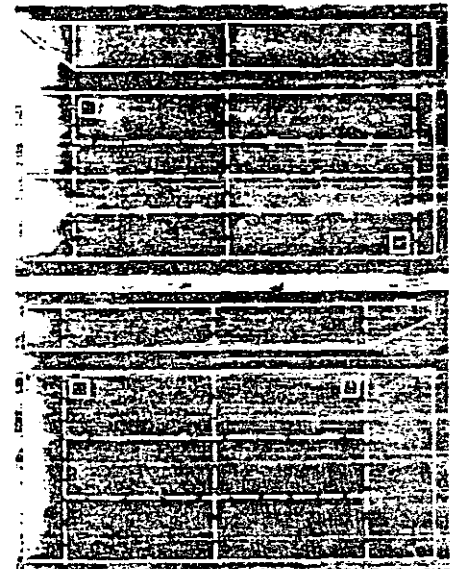
CRANE BARGES

Deck barges can be specially built to support a working crane. This type of barge usually has a boxed stern, which provides maximum flotation while operating a crane over that end. Extra strengthening is provided under the crane working area by use of additional bulkheads, internal trusses, or deck frames. These barges often have spudwells. Wooden crane mats should always be used to further distribute the concentrated load and provide traction for the crane. Crane barges can also be used for transportation of general cargo.



APPROXIMATE SHORT TON CARGO CAPACITY AT FREEBOARDS OF:

McDONOUGH BARGE SIZE	APPROXIMATE SHORT TON CARGO CAPACITY AT FREEBOARDS OF:				CRANE SIZE COMMONLY USED
	2'	4'	6'	8'	
39' x 100' x 7'	390	180	—	—	100 ton or less
40' x 110' x 7'	480	340	—	—	100 ton or less
45' x 100' x 6'6"	415	190	—	—	125 ton or less
45' x 120' x 8'6"	860	525	200	—	150 ton or less
46' x 180' x 8'6"	1230	735	245	—	150 ton or less
48' x 100' x 6'6"	490	190	—	—	150 ton or less
50' x 105' x 7'	580	245	—	—	175 ton or less
50' x 110' x 10'6"	1210	865	520	170	150 ton or less
50' x 240' x 11'	2410	1770	1125	480	175 ton or less
52' x 110' x 7'	660	315	—	—	200 ton or less
54' x 100' x 7'	780	300	—	—	250 ton or less
56' x 130' x 8'6"	1080	650	215	—	250 ton or less



These sketches are typical of our crane barges. Number and arrangement of bulkheads and location of spudwells may vary. Some barges are double ended.

NEW OCEAN-GOING BARGES

Ocean-going barges transport cargos beyond the inland water boundaries of a country.

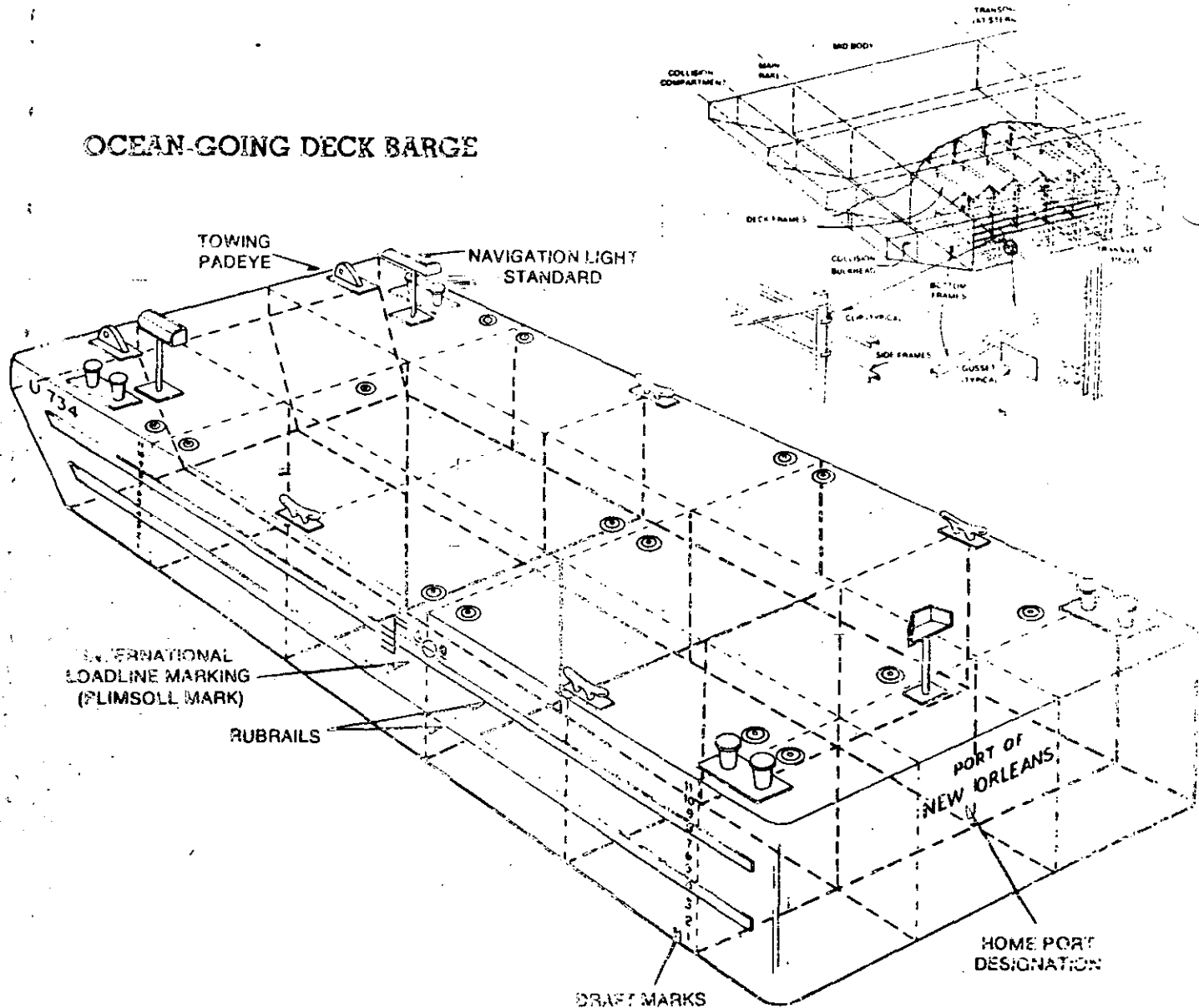
At times shipping in higher speed ocean freighters can be favorable. However, ocean barging also has its advantages. Unimproved or shallow draft ports often are only accessible by tug and barge. High volume loads, such as large diameter pipe and extreme-

ly heavy equipment, such as pre-fabricated oil production facilities, are especially adapted to ocean barging.

The hazards of navigation and the forces of nature require ocean-going barges to be of specialized design and heavy construction. This results in an increase in costs of building, outfitting, maintaining, and towing such vessels. American flag

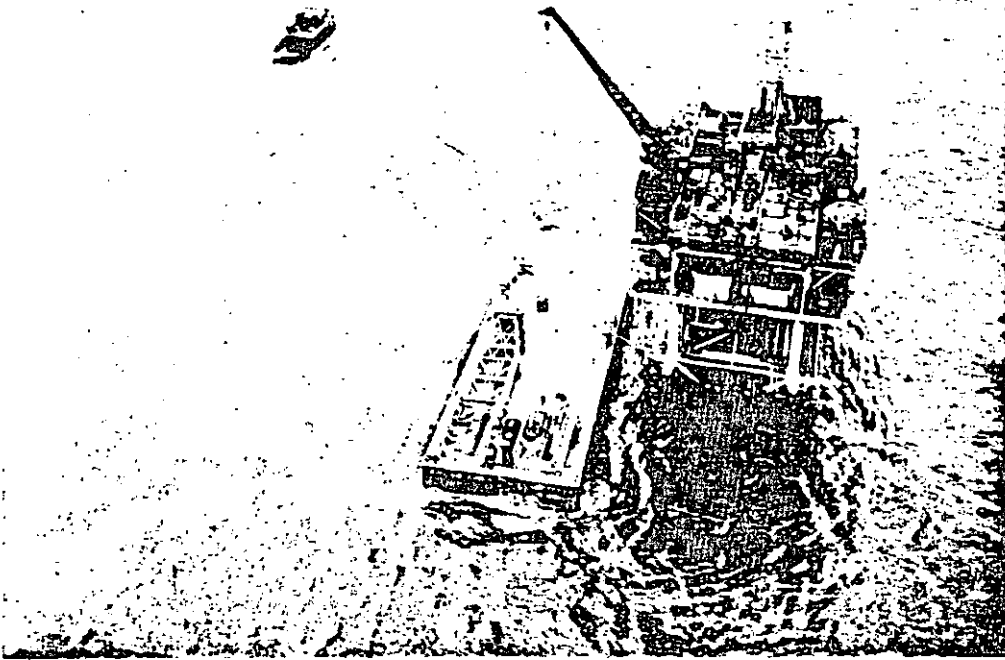
ocean barges are built to the requirements of the U.S. Coast Guard and the American Bureau of Shipping, the authorized loadlining agency. Each barge is inspected and certified by these agencies, and appropriate documents are issued to be carried on board at all times. The Coast Guard and ABS should be consulted for complete information on their requirements on ocean barges.

OCEAN-GOING DECK BARGE



DECK BARGES

McDonough Marine Service has many ocean-going deck barges in its rental fleet. The use of these barges varies in accordance with their size and design characteristics. Cargo loads, navigational routes, and weather factors are major considerations for determining the most suitable barge for the intended use.

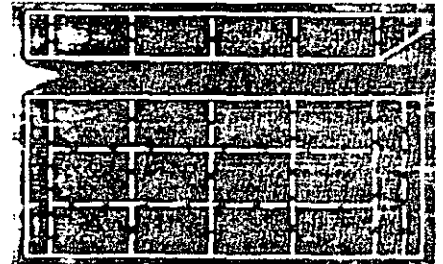
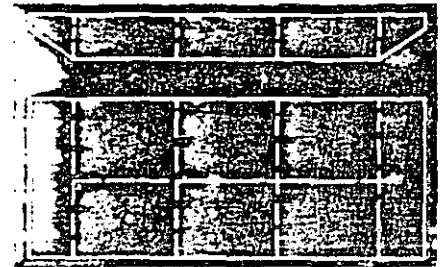


APPROXIMATE SHORT TON CARGO CAPACITY AT FREEBOARDS OF:

McDONOUGH
BARGE SIZE

	LOADLINE	3'	4'	5'	6'
110' x 30' x 7'	315	235	140	45	—
110' x 39' x 7'3"	475	360	230	100	—
120' x 32' x 8'	505	415	300	190	80
120' x 45' x 8'6"*	805	690	525	360	200
140' x 34' x 8'9"	780	620	465	335	200
140' x 39' x 9'	885	710	545	385	235
140' x 40' x 9'	920	740	580	420	260
160' x 50' x 12'	1875	1705	1460	1220	990
160' x 54' x 12'	2080	1905	1640	1375	1110
180' x 54' x 12'	2360	2200	1900	1600	1300
240' x 72' x 16'	5240	5330	4760	4240	3710

*These barges have spudwells.



These sketches are typical of ocean-going deck barges. Number and arrangement of bulkheads may vary with size of barge.

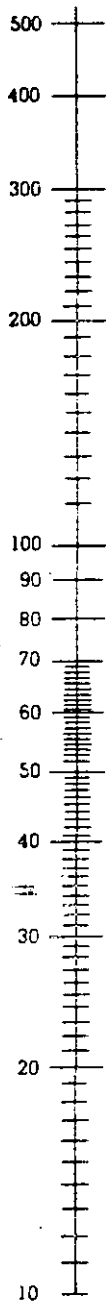
BARGE DISPLACEMENT CALCULATOR

To obtain displacement in tons per foot of draft, draw a line from the measurement for the length of the barge (See note) to the measurement for the width of the barge. The number obtained is then multiplied by the desired draft of the barge to obtain the capacity at that draft.

Light (empty) draft of most barges is approximately 1'6". This amount should be subtracted from the desired draft of the vessel before multiplying by the displacement figure, otherwise,

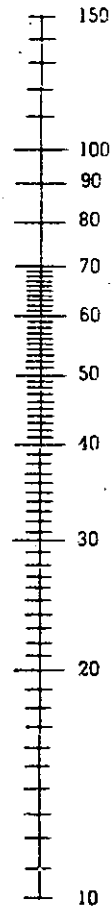
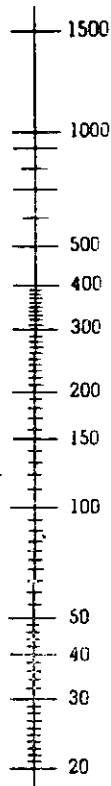
the capacity arrived at will include the weight of the barge.

NOTE: For double-raked barges, subtract the length of one rake from the total length of the barge and use the resultant figure to determine displacement. For single-raked barges, subtract one-half the length of the rake from the total length of the barge and use this resultant figure to determine displacement.



LENGTH in feet

DISPLACEMENT short tons per foot of draft



WIDTH in feet



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: INGENIERIA MARITIMA. MODULO: "CONSTRUCCION DE OBRAS
MARITIMAS" DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO.
MEXICO, D.F.

REALIZACION PORTUARIA EN AGUAS PROFUNDAS.

ING. JULIO PINDTER VEGA.
JUNIO 1985.

REALIZACIÓN PORTUARIA EN AGUAS PROFUNDAS

PUERTO DE BANDAR SHAPOUR - IRÁN

I. 10 MUELLES SOPORTADOS POR PILOTES CENTRÍFUGOS PRETENSADOS

El Gobierno del Irán decidió en 1974, confiar a la Sociedad DUMEZ, asociada con firmas iraníes, la construcción de una plataforma portuaria en BANDAR SHAPOUR, nuevo puerto creado en el fondo del Golfo Pérsico y que debía, en un futuro próximo transformarse en un centro industrial importante.

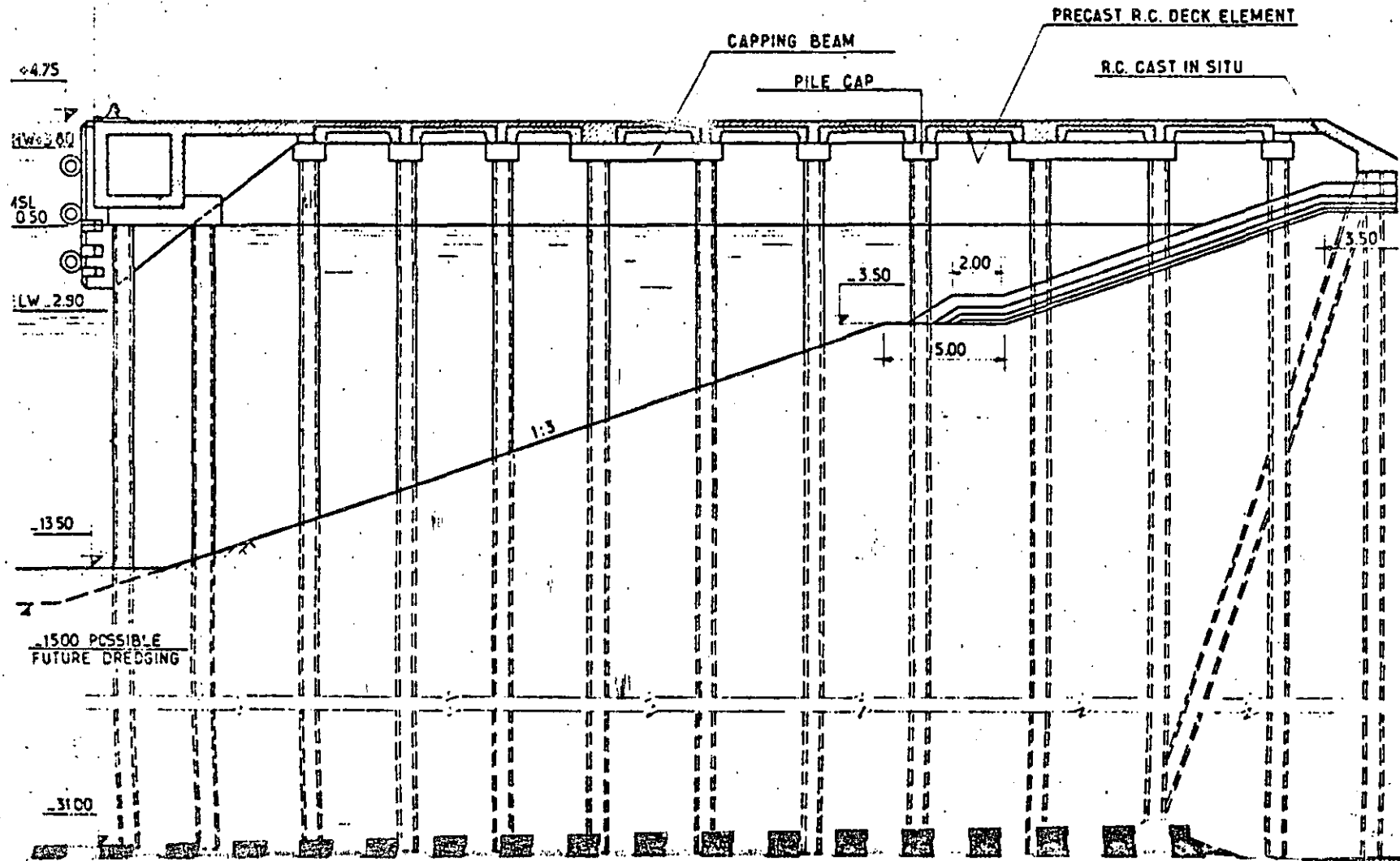
- La plataforma es un conjunto de 10 puestos de muelle, de una longitud total de 2 000 m por 55 m de ancho; está implantada sobre una forma dragada con una pendiente de 1 por 3 y revestida de una protección. El entablado de hormigón armado y en gran parte prefabricado reposa sobre pilotes de hormigón centrifugados y pretensados de una longitud que varía entre los 26 y los 36 m. El fondo junto al muelle se ha previsto a la cota - 13,50 en una primera fase y a la cota - 15 m después de dragado futuro eventual.
- La estructura frontal comprende los elementos de atraque prefabricados de un peso de 20 a 70 toneladas y una galería de servicio hormigonada "in situ".
- La zona trasera, hormigonada igualmente "in situ" está cimentada sobre una doble hilera de pilotes verticales e inclinada; comporta un muro vertical que asegura el muelle sirviéndole de contrafuerte contra el suelo.

Las principales cantidades puestas en obra fueron las siguientes

- dragados	3 500 000 metros cúbicos
- pilotes centrifugados de 35 m.	6 500 unidades
- losas de muelle prefabricadas	3 500 unidades
- otras prefabricaciones	440 unidades
- volumen total de hormigón	160 000 metros cúbicos
- acero para hormigón	16 000 toneladas

BANDAR SHAHPOUR - CROSS SECTION IN QUAY

55.00



FABRICACIÓN DE LOS PILOTES

La importancia de los pilotes que fabricar, su longitud desacostumbrada de 35 metros, la calidad del hormigón exigido, obligaron al montaje de una verdadera fábrica de hormigón en el sitio, capaz para producir con regularidad 17 pilotes por turno de 10 horas.

Las características de los pilotes son las siguientes :

- diámetro exterior : 80 cm
 - espesor de las paredes : 12 cm
 - longitud : 26, 29, 32 ó 35 m
 - hormigón vertido por centrifugación
 - pretensión longitudinal por alambres adherentes.
- El ciclo de fabricación de los pilotes comprende las operaciones siguientes :
- o fabricación de las armaduras
 - o hormigonado
 - o puesta en tensión
 - o centrifugado
 - o secado en estufa
 - o desencofrado y almacenamiento

a) Fabricación de las armaduras

La armadura en parte corriente está compuesta por :

- 16 alambres de pretensado, nervurados, de 91 mm^2 de sección
- 4 aceros para hormigón de 12 mm
- una espiral de acero dulce de 8 mm, con un paso de 10 cm,
- soldada sobre los 4 aceros de 12 mm

Una máquina especial permite confeccionar automáticamente la jaula de armadura de cada pilote. Se colocan en el interior de la máquina los 4 aceros de 12 mm y los 16 alambres de pretensado y se los fija a un carro móvil ; el desplazamiento longitudinal del carro combinado con la rotación transversal de la espiraladora forma el conjunto de la jaula.

Frente a cada acero de 12 mm, un electrodo se dispara y deja pasar la corriente ensamblando este acero de 12 mm con el alambre de pretensado por soldadura puntual.

Los aceros de pretensión se fijan de manera suelta por ligadura a las espiras para que sea posible su desplazamiento a la puesta en tensión.

Una vez terminada la jaula se la coloca en un área de almacenamiento de donde la toma una grúa de pórtico que la coloca en el semi-molde inferior situado en el área de hormigonado.

b) Hormigonado

Esta operación se realiza con ayuda de dos camiones mezcladoras que colocan directamente el hormigón en el semi-molde inferior por sus canalores. Al final de esta operación, la grúa de pórtico trae el semi-molde superior que se fija con pernos al semi-molde inferior.

c) Tensionado de los alambres de pretensión

Esta operación se efectúa alambre por alambre en un orden bien determinado, con ayuda de un cilindro de presión de aceite.

d) Centrifugado

La centrifugadora es una máquina compuesta por dos filas de rodillos de arrastre sobre los que reposan los moldes por conducto de cintas de rodamiento. La centrifugación se efectúa en tres fases :

1. 70 revoluciones por minuto durante 5 minutos

Durante este período el hormigón está sometido a una fuerza centrífuga de débil intensidad que permite un reparto homogéneo del hormigón a todo lo largo del molde sin segregación, hasta obtener un grueso uniforme.

2. 350 r.p.m. durante 5 minutos

A esta velocidad, el hormigón experimenta una primera compactación, insuficiente, sin embargo para expulsar el agua en exceso por centrifugación. Esta fase intermedia tiene por objeto permitir un primer bloqueo de los granos, pero conservando la homogeneidad del hormigón.

3. 950 r.p.m. durante 10 minutos

Es la fase final que expulsa el agua en exceso y consigne al hormigón una compactación suficiente para que permanezca en su sitio cuando se interrumpe el movimiento de rotación del molde.

e) Secado en la estufa

Al final de la centrifugación, se depositan los moldes en alveolos cubiertos con un toldo isoterma.

El curado por calentamiento al vapor, de una duración de 12 horas, permite obtener un hormigón de suficiente resistencia para que pueda aplicársele el esfuerzo de pretensión al extraerlo del molde

El secado se lleva a cabo en cuatro fases para evitar en la máxima medida las tensiones internas, a saber:

- 1 - pre-fraguado del hormigón a la temperatura ambiente - duración 3 horas.
- 2 - calentamiento hasta la temperatura de 70 grados por escalones de 5 grados - duración 3 horas,
- 3 - mantenimiento a temperatura constante de 70 grados durante 3 horas
- 4 - disminución de la temperatura desde los 70°C hasta la temperatura ambiente por escalones de 10 grados - duración 3 horas.

1) Desencofrado

Esta operación consiste en un primer tiempo en transferir la pretensión del molde al hormigón por seccionamiento de los alambres; el hormigón debe tener entonces una resistencia mínima de 300 kg/cm^2 . Esta resistencia se controla por ensayos con el esclerómetro e igualmente por medición de la penetración de los aceros en el hormigón en los extremos del pilote. Después de retirar el semi-molde superior, se traslada el pilote suspendido a una vigueta transversal con ventosas al área de almacenamiento

3) Almacenamiento

Los pilotes se conservan sobre lechos de arena en tres capas superpuestas. Se aplica un producto de curado por pulverización sobre el paramento exterior del pilote; por último se rellena cada pilote parcialmente con agua, cerrándose los extremos del pilote con una hoja de plástico, para impedir la deshidratación del hormigón

III. HORMIGÓN PARA PILOTES CENTRIFUGADOS

Para determinar la composición óptima del hormigón era menester tomar en consideración :

- la dosificación en cemento, de 450 kg/m^3 impuesta por las especificaciones,
- las condiciones particulares de la centrifugación del hormigón ; en efecto, es necesario evitar el riesgo de segregación de los áridos durante la rotación del molde y reducir al mínimo la formación de lechada en la cara interior del pilote

El estudio del hormigón ha sido confiado al laboratorio y puesta a punto en la obra, lo que permitió fijar una composición que comportaba :

- una curva continua para la granulometría de los áridos,
- una cantidad de agua, justo la suficiente para la buena colocación del hormigón
- una cantidad de arena y de cemento algo superior a la cantidad teórica, para tener en cuenta los materiales que constituyen la capa de lechada.

HINCA DE LOS PILOTES

La hincada de los 6 500 pilotes se ha llevado a cabo con 3 grúas PINGUELY de las cuales 1 sobre camión para la hincada en tierra y 2 en pontones flotantes para la hincada en el mar. Cada una de estas máquinas estaba equipada con un mástil de 45 metros y un pistón de aire comprimido de 11 toneladas de fuerza de empuje.

a) Naturaleza de los terrenos

El suelo estaba constituido por limos y arcillas limosas entrecortadas por debajo de los 10 metros de profundidad por bancos de arena.

b) Hinca

Después de haber efectuado la mayor parte de la hinca en buenas condiciones, se tropezó en la obra con ciertas dificultades al paso por una zona que comportaba capas de mayor dureza ; los pilotes presentaban fisuras cuando se hubo de aumentar la energía de la hinca para atravesar lentejas de arena dura y densa. Se planteó el problema a la oficina de estudios y proyectos de la empresa, la SEMED ; la oficina había desarrollado un programa en computadora que permite analizar la propagación de una onda de choque en un pilote y calcular los esfuerzos desarrollados durante la hinca en razón del rechazo plástico y elástico. Para remediar al problema de la fisuración, se estableció un modo de empleo del pisón durante la hinca actuando sobre su altura de caída "h" y, por consiguiente sobre la energía transmitida al pilote ; debió hacerse la hinca al principio con una energía débil ($h = 10$ cm) ; pasando a $h = 20$ cm cuando el rechazo alcanza 7 mm para $H = 10$ cm ; el aumento de la altura de caída del pisón se hace así por escalones hasta alcanzar un rebaso correspondiente a la fuerza portante requerida.

El empleo del método preconizado ha conducido a la desaparición de la casi totalidad de los casos de fisuración. Ensayos de carga sobre 6 pilotes permitieron medir su fuerza portante y comprobar su buena concordancia con la fuerza portante calculada por el método dinámico.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: INGENIERIA MARITIMA. MODULO: "CONSTRUCCION DE OBRAS
MARITIMAS" DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO.
MEXICO, D.F.

ESCOLLERAS Y TRAMPAS DE OLAS.

ING. JULIO PINDTER VEGA.
JUNIO 1985.

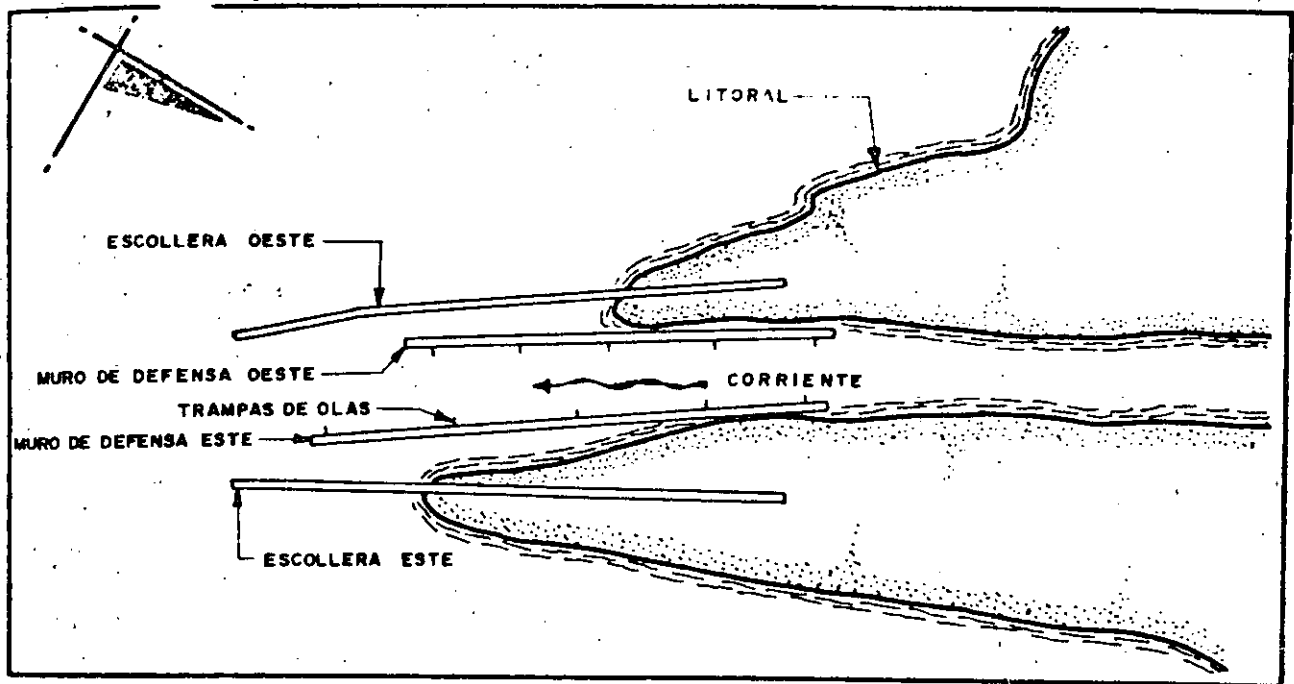


FIGURA 5-1
 ESCOLLERAS Y TRAMPAS DE OLAS

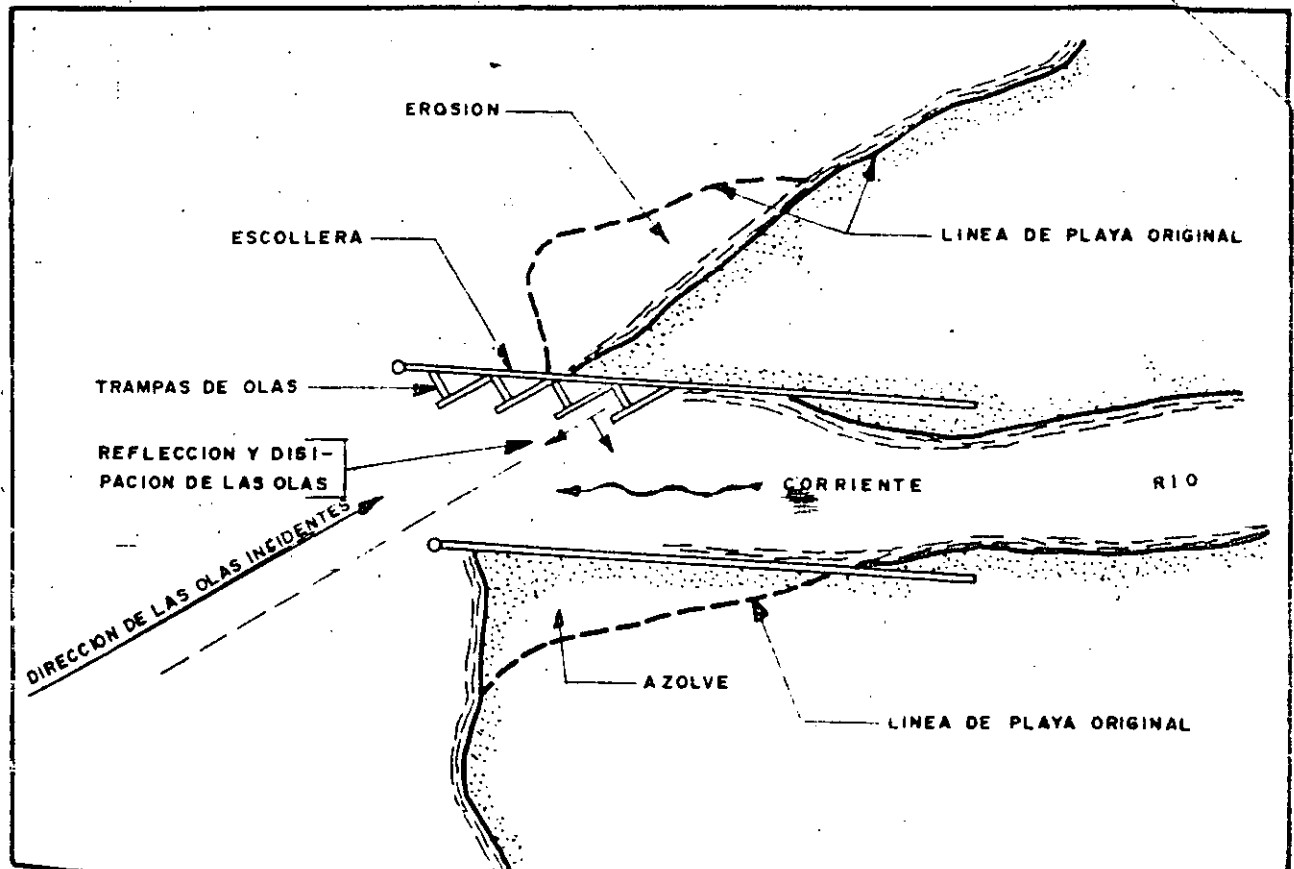


FIGURA 5-2
 ESCOLLERAS Y TRAMPAS DE OLAS

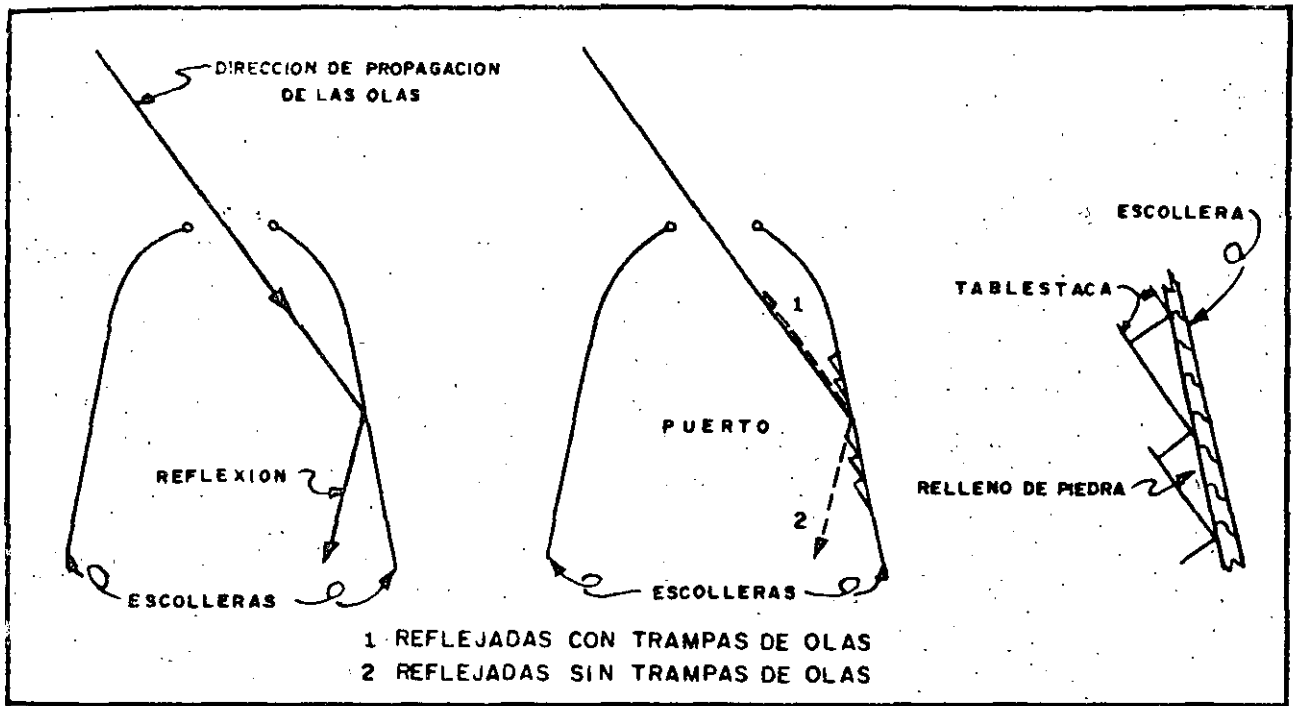
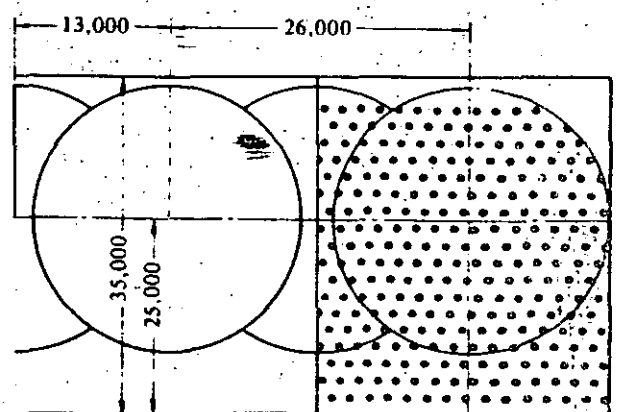
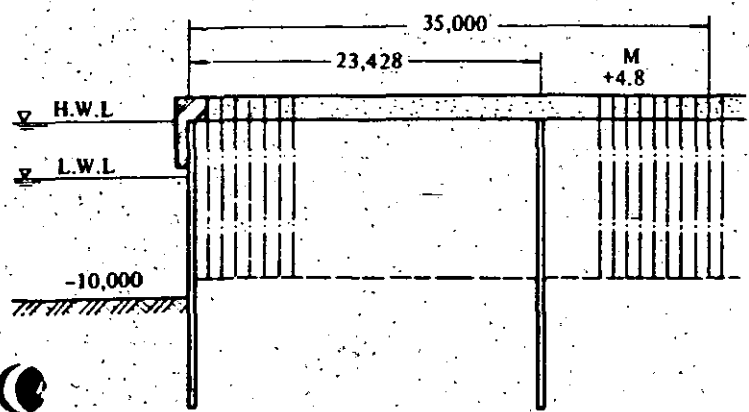
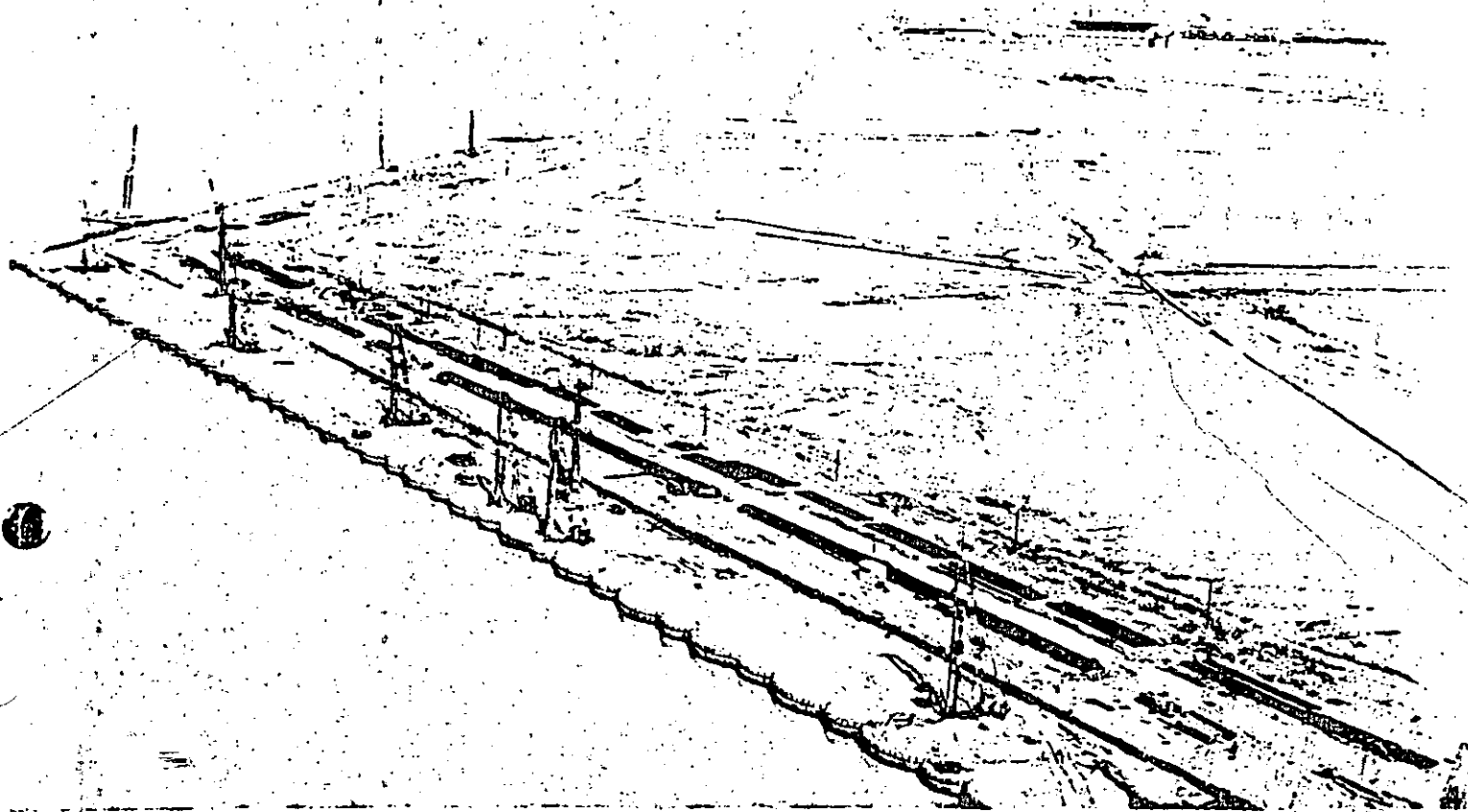
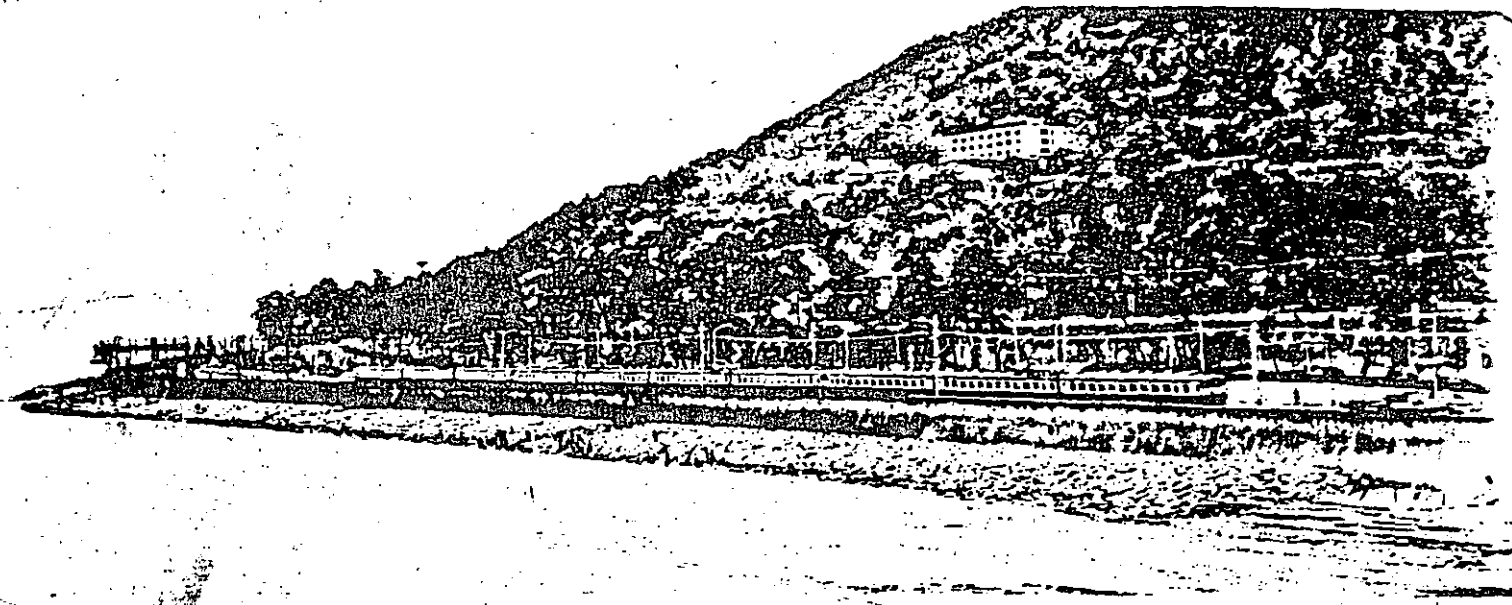


FIGURA 5-3

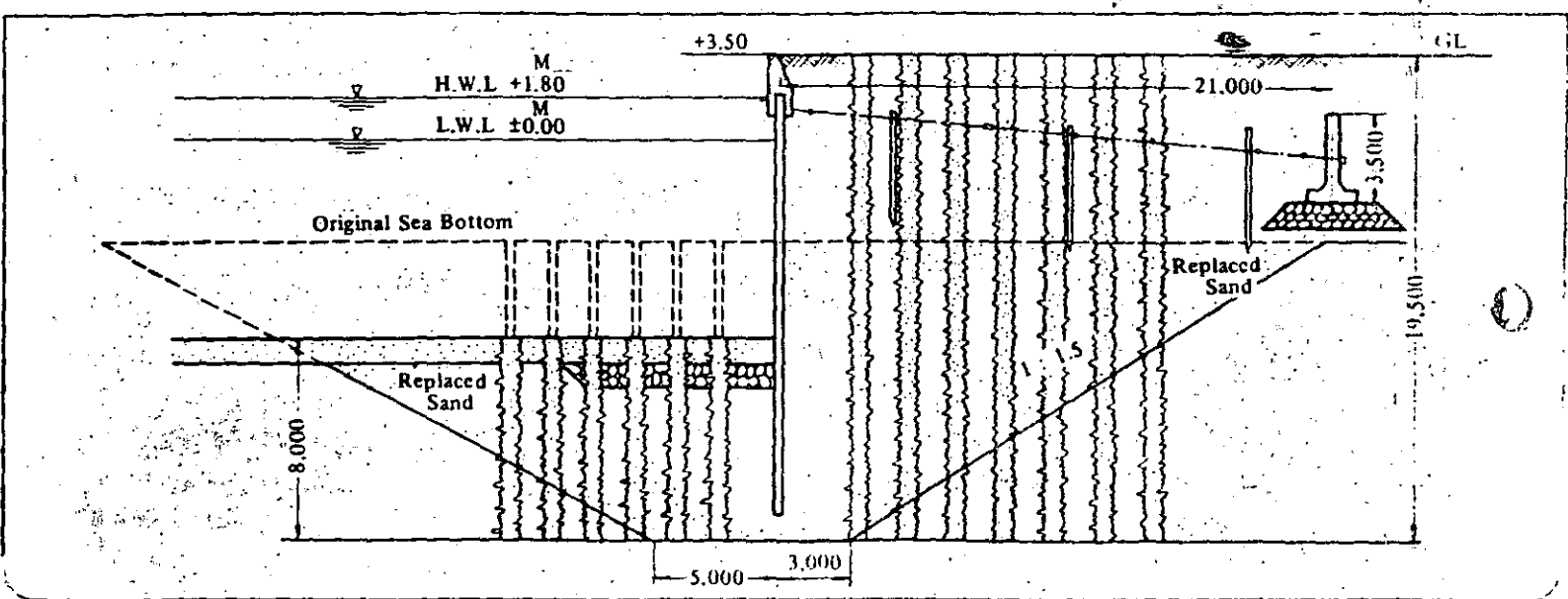
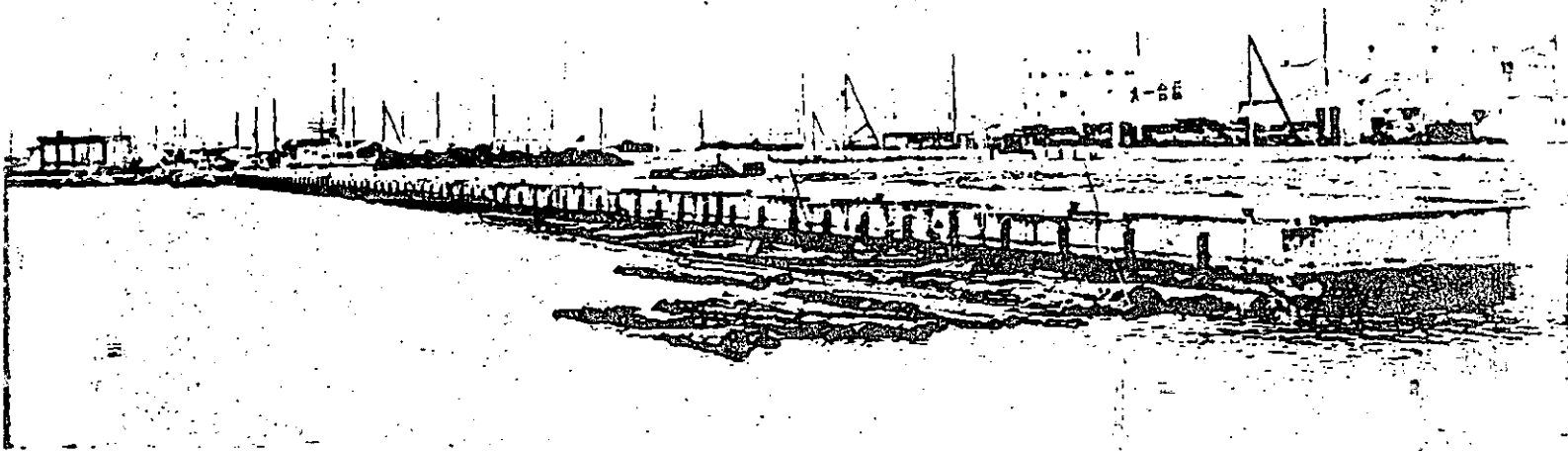
ACCION DE LAS TRAMPAS DE OLAS

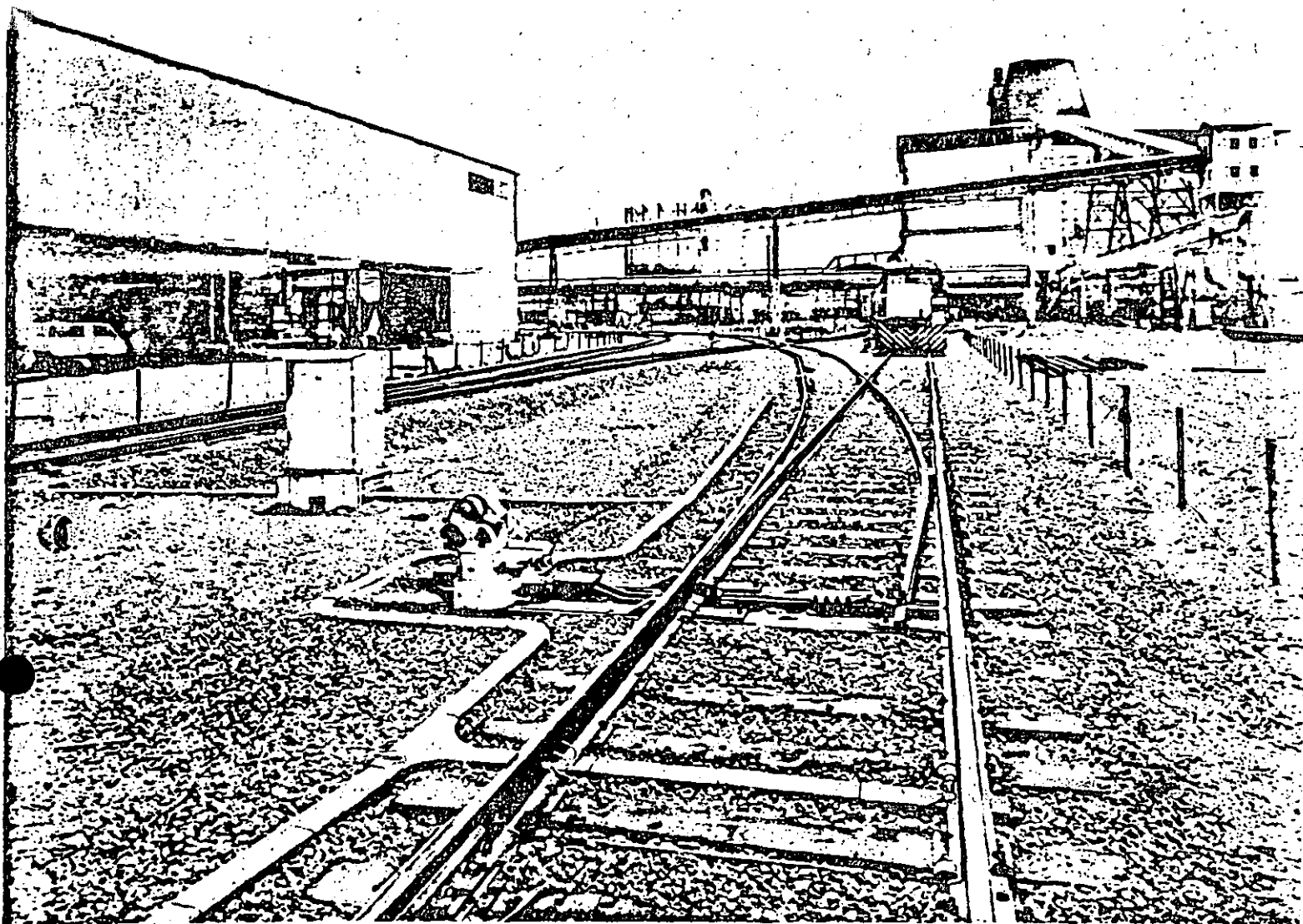


Compaction of Fill in Cellular Cofferdam

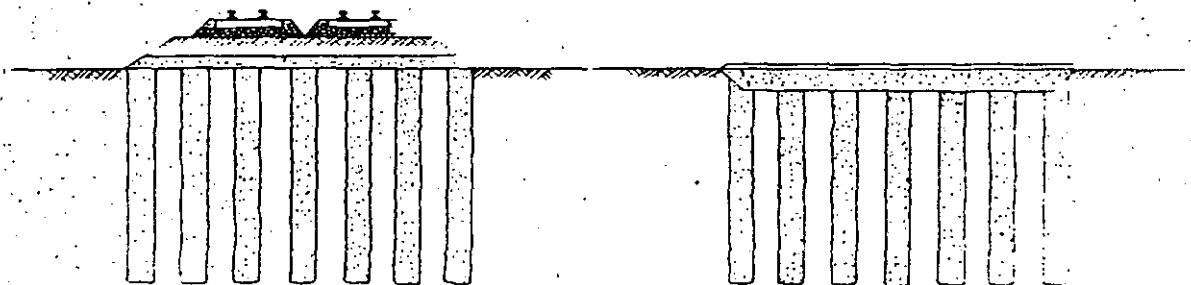


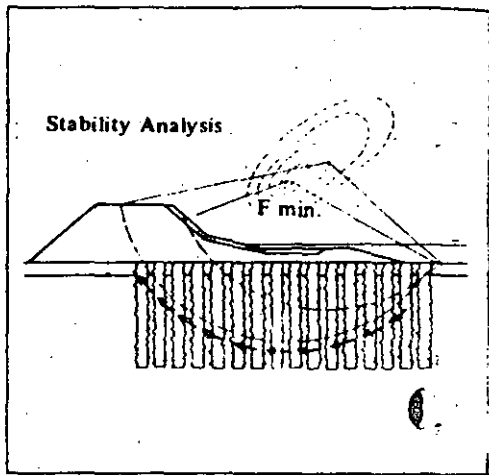
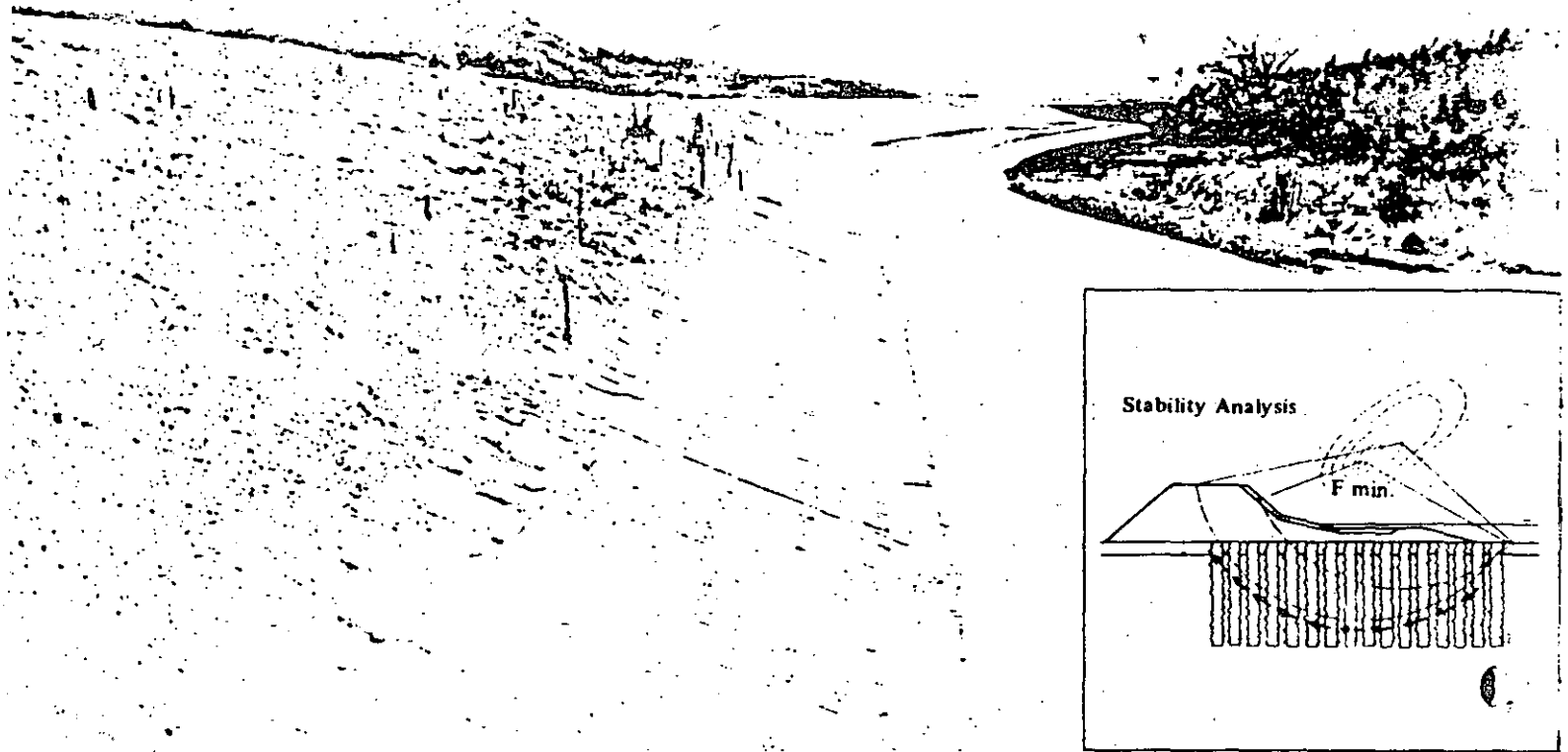
Bulkhead, Quay-wall and Breakwater



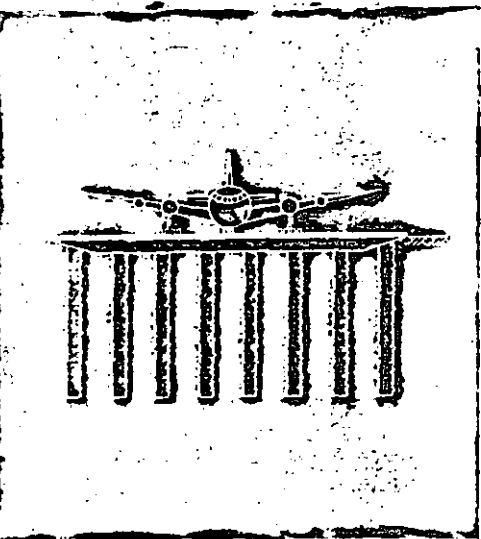


Subgrade of Railway and Road

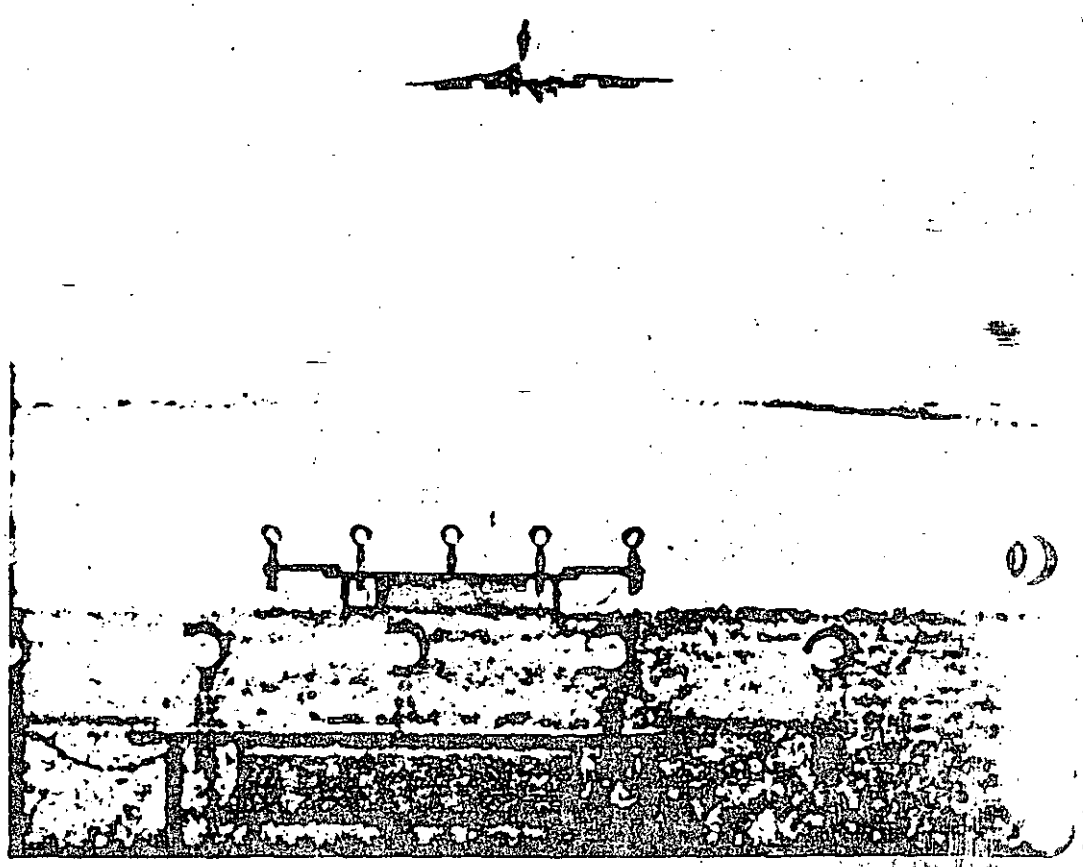




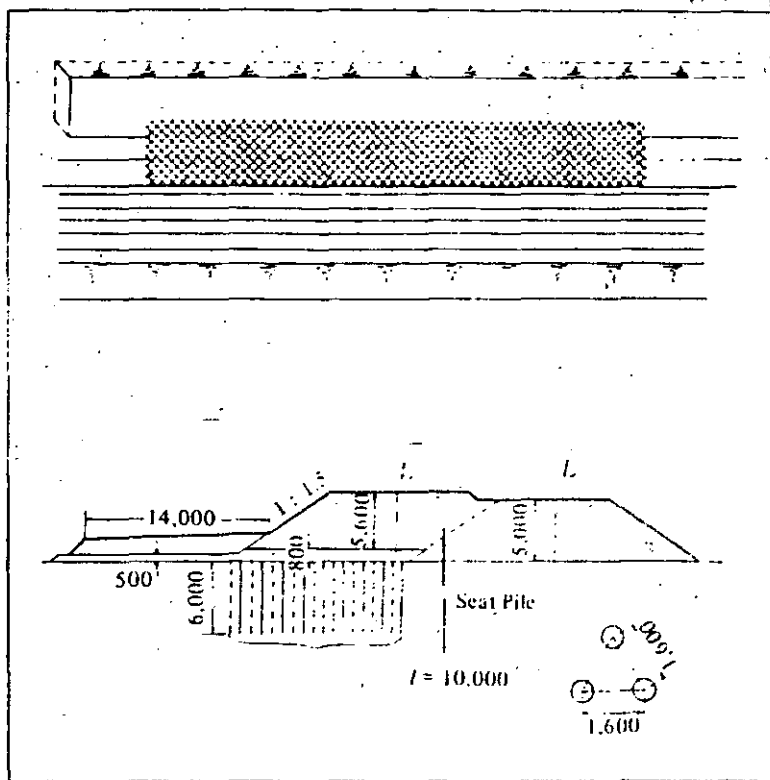
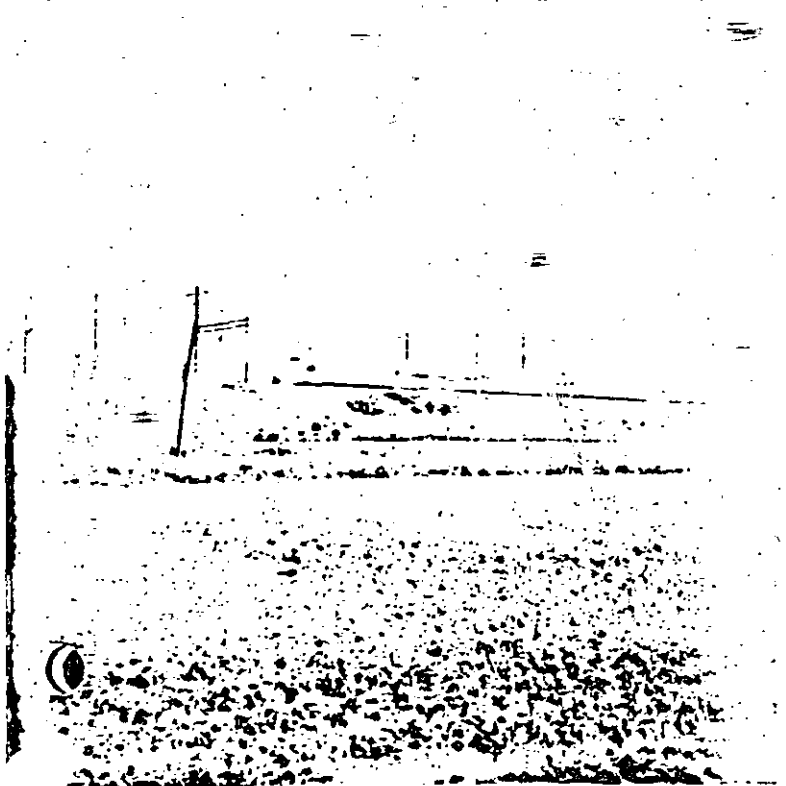
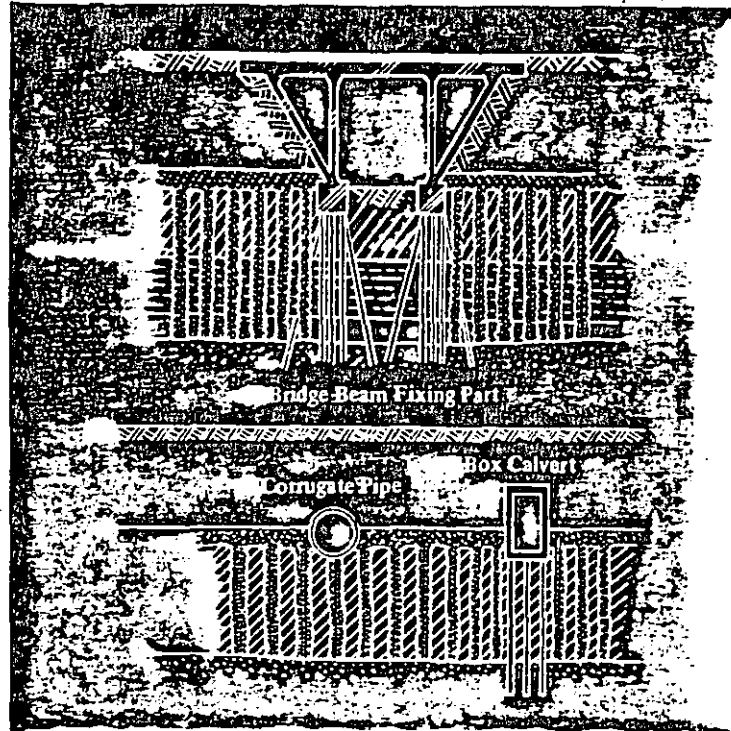
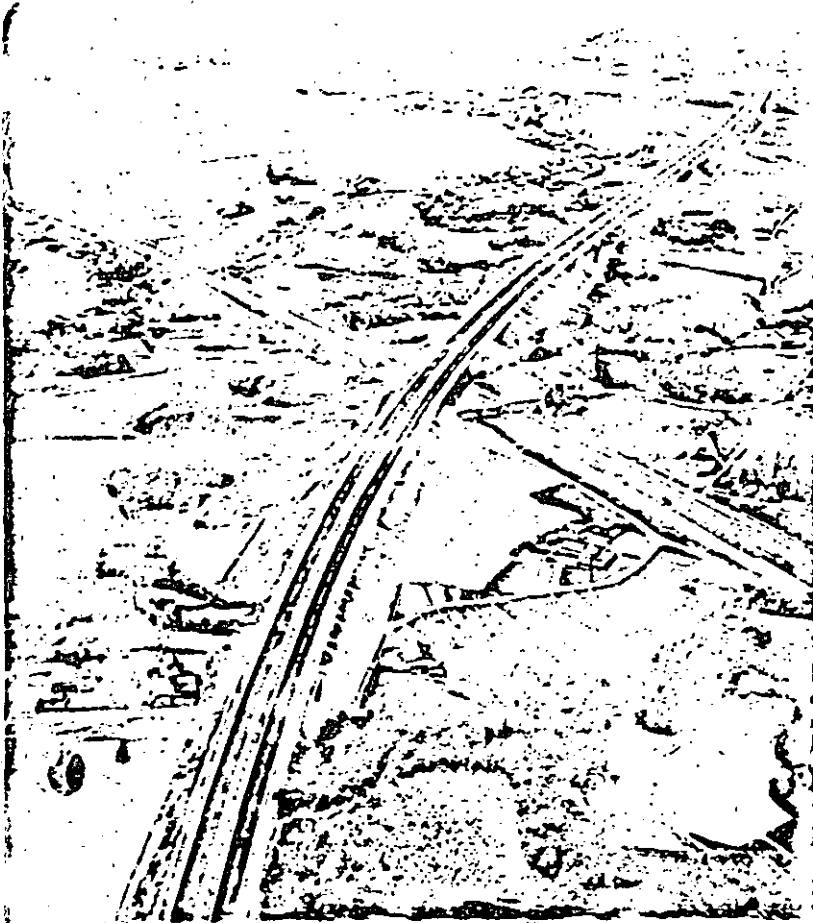
Embankment for Rivers



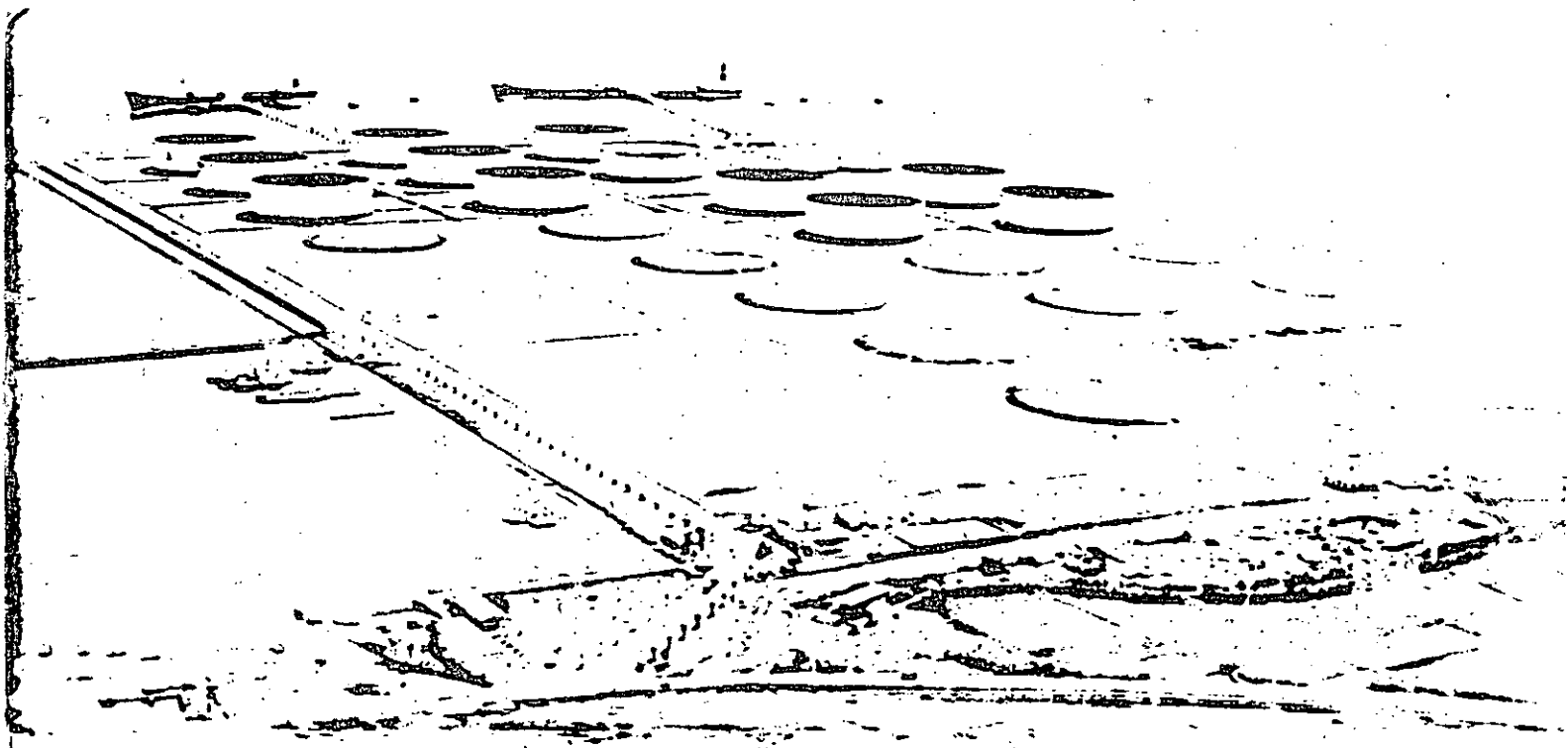
Runway of Airport



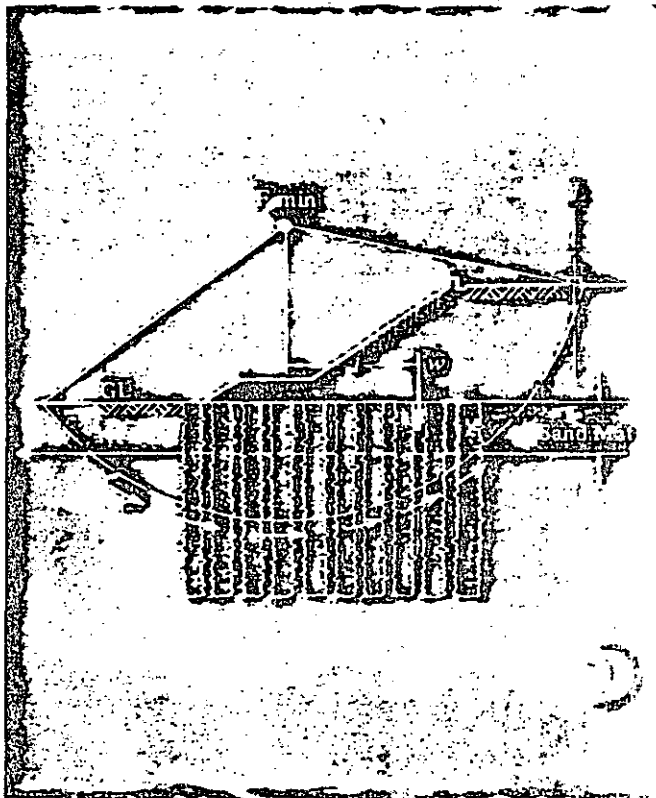
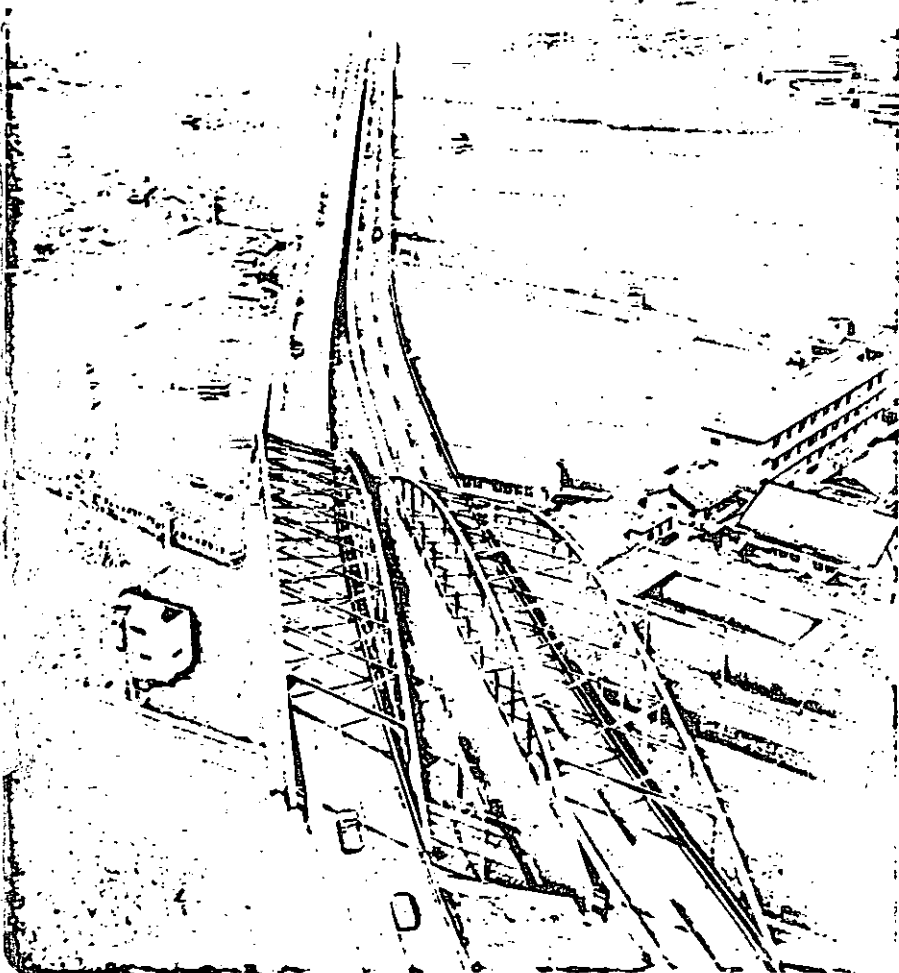
Traverse Structure of Road



Embankment for Railway

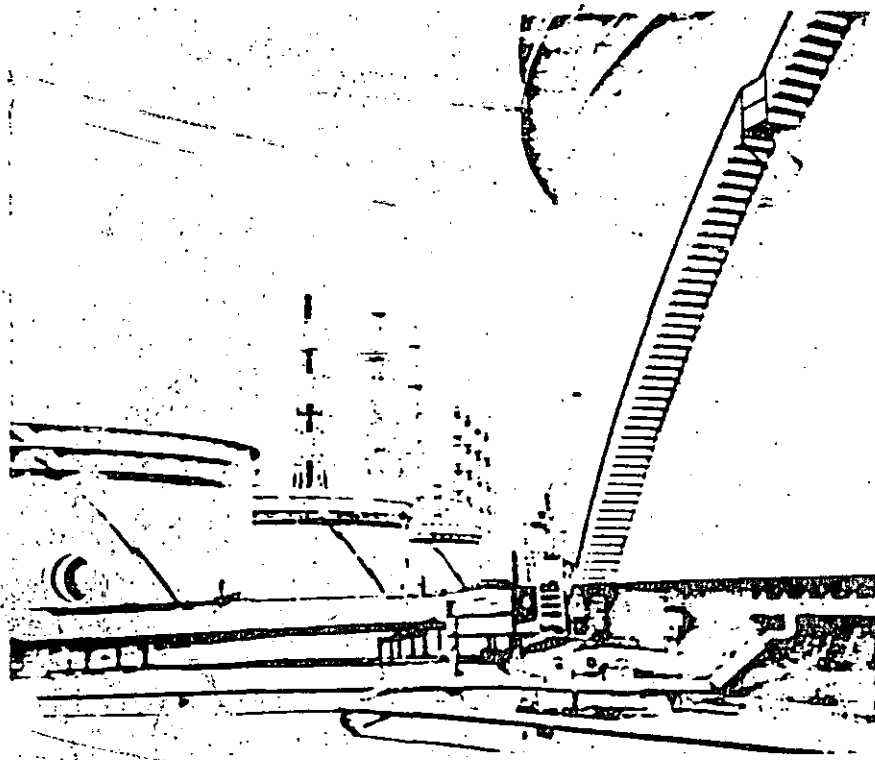
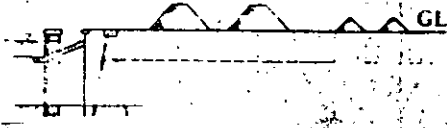
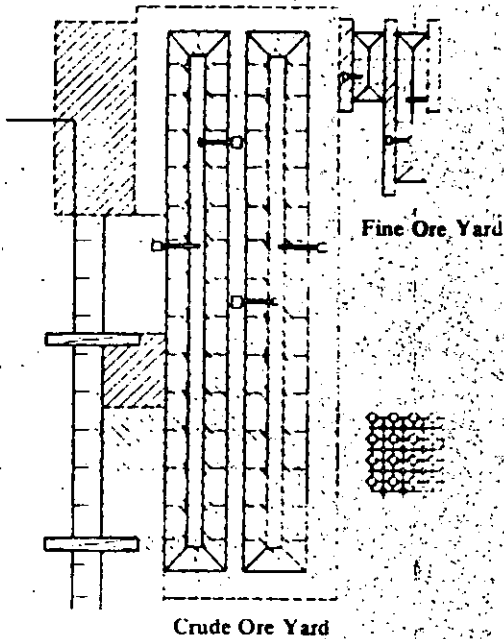
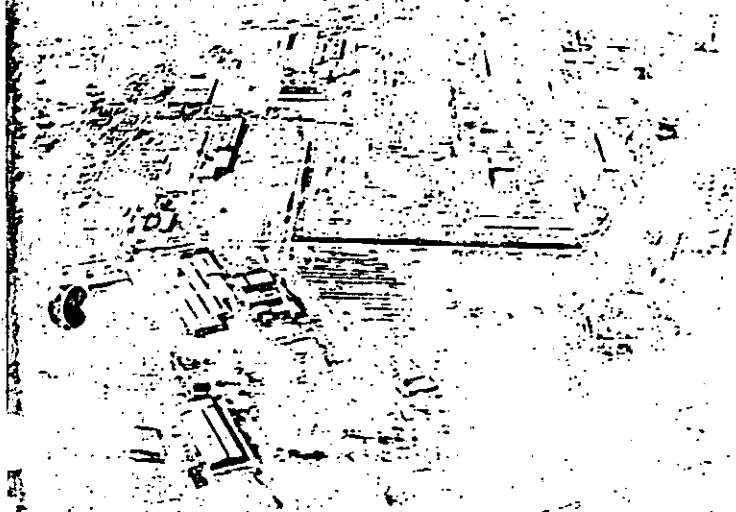


Storage Tank & Silo

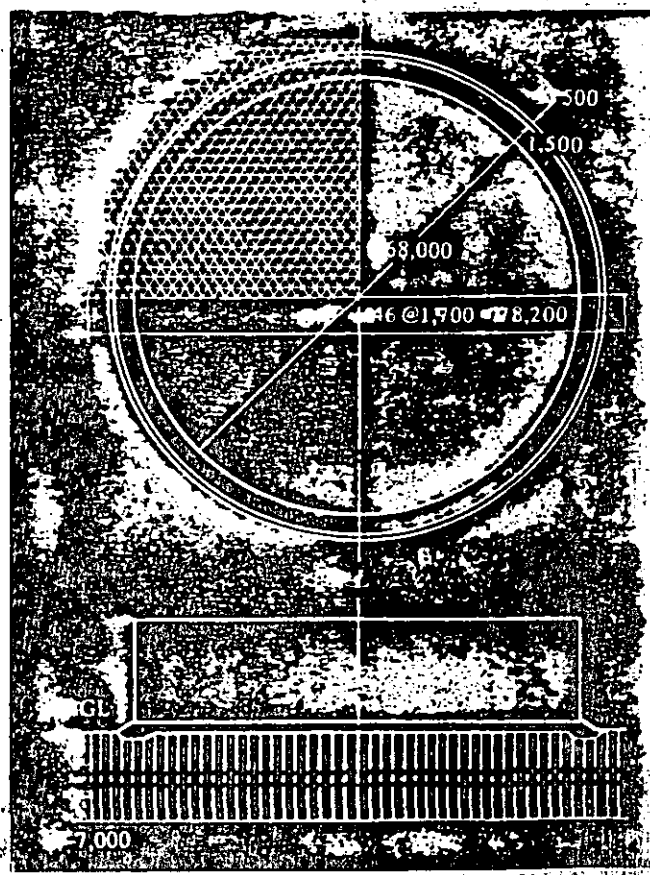


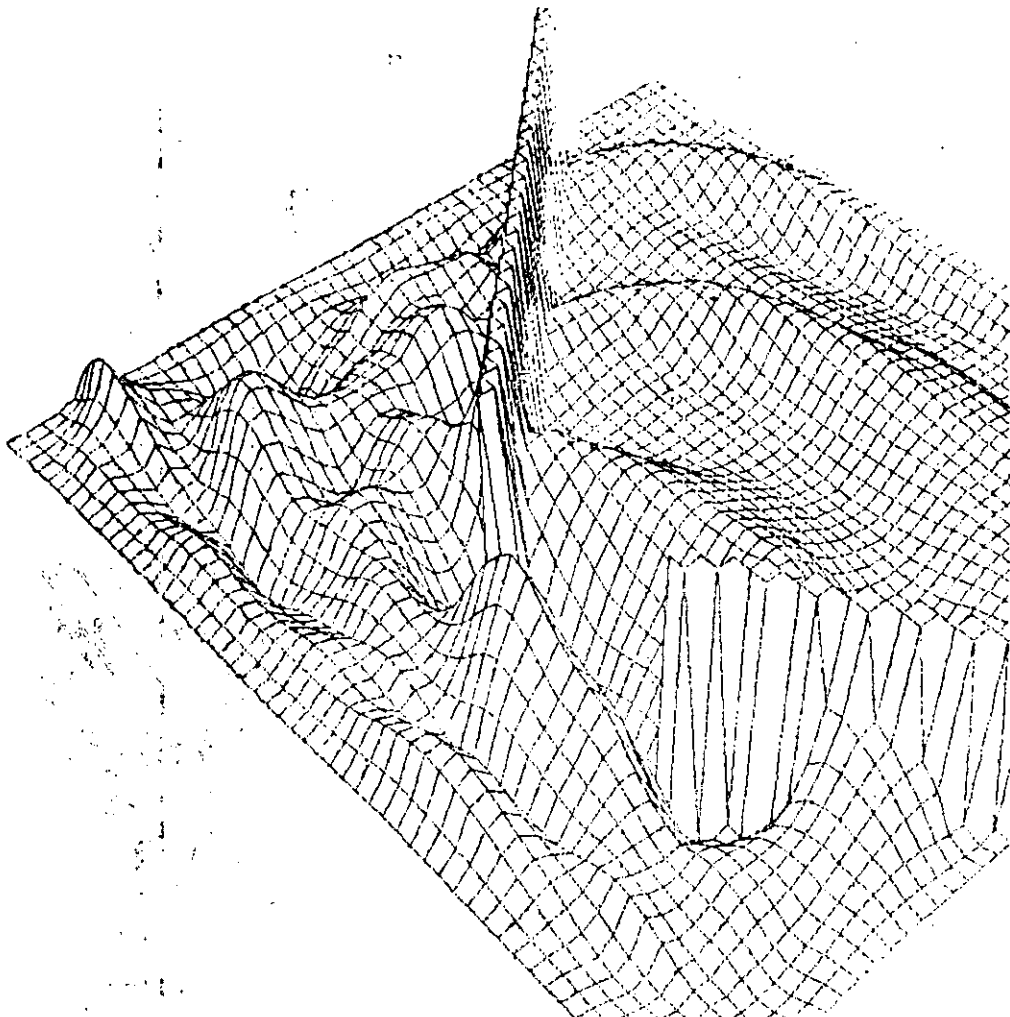
Embankment for Road

Storage Yard in Steel Mill



Storage Tank





Comparative tests between 2- and 3-dimensional models have shown important differences as indicated in the theoretical descriptions, namely that the waves are more spread behind breakwaters in a 3-D wave field. One must remember that model tests are simplified descriptions of nature and that improvements, especially in wave reproduction, are still to be expected.

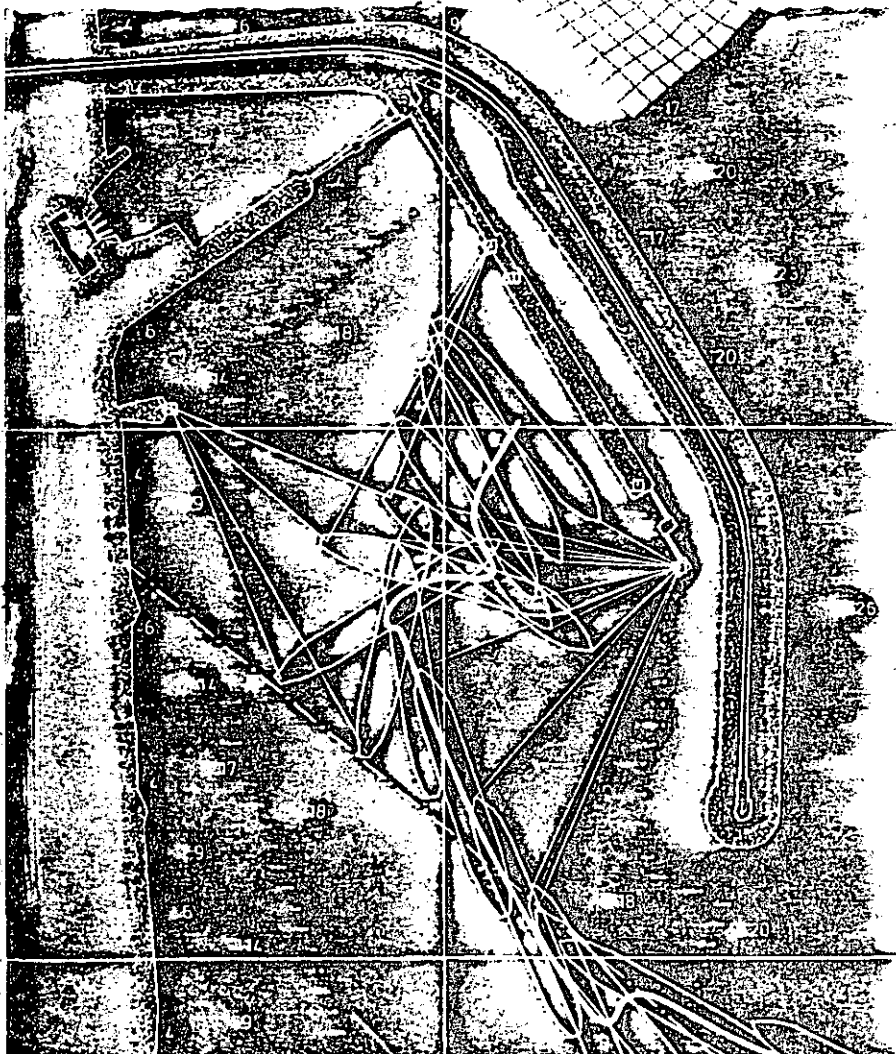
Manoeuvring Studies

The considerations of ship manoeuvres during arrival and departure have been improved by mathematical simulation models. The model developed by the Danish Maritime Institute (DMI) has been used several times in connection with port studies carried out by DHI. The simulation is used for defining proper dimensions of harbour entrances and approach channels taking into consideration both ordinary and emergency manoeuvres. Also new principles for approach manoeuvres can be studied. Fig. 10 shows an example of the studies recently carried out by DMI for the projected new harbour at Carboneras, Spain. Due to the distance from existing ports it was found to be economically advantageous to replace tugs with landbased winches. It was concluded that a 70,000 dwt bulk carrier could be safely turned and docked, using three 50 t winches.

Study of Harbour Structures

When the harbour layout has been determined, the design of structures can commence. Actually, preliminary design concepts are evaluated simultaneously with the layout study in order to introduce the cost of the structures in the optimization of the layout.

The construction of breakwaters may have considerable consequences for the economy of the project. To optimize structures it is therefore useful to conduct detailed physical tests. It is recommended, however, that preliminary analyses are made based upon experience from structures in similar wave climates, combined with knowledge of available construction materials.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: INGENIERIA MARITIMA. MODULO: "CONSTRUCCION DE OBRAS
MARITIMAS" DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO.
MEXICO, D.F.

TRANSPORTE MARITIMO DE MATERIAL PETREO, DEL PUERTO DE SER-
VICIO DE BALZAPOTE, VER., A DOS BOCAS; TAB.

ING. JULIO PINDTER VEGA.
JUNIO 1985.

Transporte Marítimo de Material Petreo, del Puerto de Servicio de Balzapote, Ver., a Dos Bocas, Tab.

Distancia : 250 Kms.

Explotación Promedio: 32,500 ton/semana
130,000 ton/mes.

Transporte de Roca Via Marítima Promedio:

170,000 ton/mes.

Equipo Marítimo:

Equipo para el transporte de roca	}	2 Chalanes 10,000 tons - 7,000 ton. (por falta de calado)
		1 Chalan 7,000 tons - 5,200 ton. (por falta de calado)
		3 Remolcadores 4,000 H.P.

NOTA: Los navieros cobran, capacidad total mas demoras.

3 Barcazas de descarga por (del Puerto de Servicio fondo de 1300 y 1800 tons. a Dos Bocas, a los Rompeolas)

Equipo terrestre:

- 10 Camiones 769-C (8 trabajando)
- 4 Tractores D-9
- 4 Tractores D-8
- 6 Track Drill (4 trabajando)
- 7 Compresores 800 PCM. (5 trabajando)
- 8 Cargadores 988 (5 trabajando)
- 1 Grúa LS-418

Distancia del banco de roca al atracadero, 3 kms.; pendiente 15% a 20%, elevación SNM, 200 m.

Días Laborables al mes (por mal tiempo) :

Ene.	17	57%	Jul.	29	97%
Feb.	16	55 ✓	Ago.	27	90 ✓
Mar.	20	67 ✓	Sep.	23	77 ✓
Abr.	22	73 ✓	Oct.	24	80 ✓
May.	25	83 ✓	Nov.	18	60 ✓
Jun.	26	86 ✓	Dic.	17	57 ✓

PROM. - 22 DIAS - 73%

Rendimientos:

Chalan de 10,000 T.P.M. y Remolcador
de 4000 HP.

Carga	20:00 hrs.	- 450 ton/hr.
Remolque en Bahía	2:00 hrs.	
Viaje ida.	20:00 hrs.	
Atraque.	1:00 hr.	
Descarga	14:00 hrs.	
Regreso	18:00 hrs.	
Atraque en Balzaporte	2:00 hrs.	

Ciclo 76 hrs.

Barcaza autopropulsada de 2000 T.P.M.

Carga	4:50 hrs.
Abastecimiento (agua y combustible)	1:50 hrs.
Viaje ida	18:00 hrs.
Posicionamiento y Descarga.	4:00 hrs.
Regreso	18:00 hrs.

Ciclo 36:00 hrs.

Febrero 28, 1983.

Costo por ton. en Chalan de 10,000 tons.:

$$\text{Ciclo } \frac{76 \text{ hr.}}{24} = 3.166 \text{ dias.}$$

$$\frac{22 \text{ dias/mes}}{3.166 \text{ dias/viaje}} = 5.95 \text{ viajes/mes.}$$

$$\approx 6 \text{ viajes/mes}$$

$$\text{Renta: } \$ 5,000.00/\text{día} \times 30 = \$ 150,000.00$$

$$; / 6 / 10,000 = \$ 2.5/\text{ton.}$$

Ajuste por falta de calado:

$$\frac{10,000}{7,000} \times 2.5 = \$ 3.57/\text{ton.}$$

+ Combustible y agua, un galon X H.P. X dia

$$4,000 \text{ HP.} \times 3.785 \times 23 \times \$ 10/\text{litro} = \$ 3,482,200/\text{mes}$$

Suponiendo US\$ a \$ 150.00

Costo de transporte \$ 535.50/ton.

Combustible y agua \$ 82.90/ton.

\$ 618.40/ton.

$$\text{Ton-Km.} = ;/250 = \$ 2.47 \text{ ton-km.}$$

RENTA DE CHALANES Y REMOLCADORES PARA SALINA CRUZ, OAX. :

Equipo Marino Propuesto por Pemex :

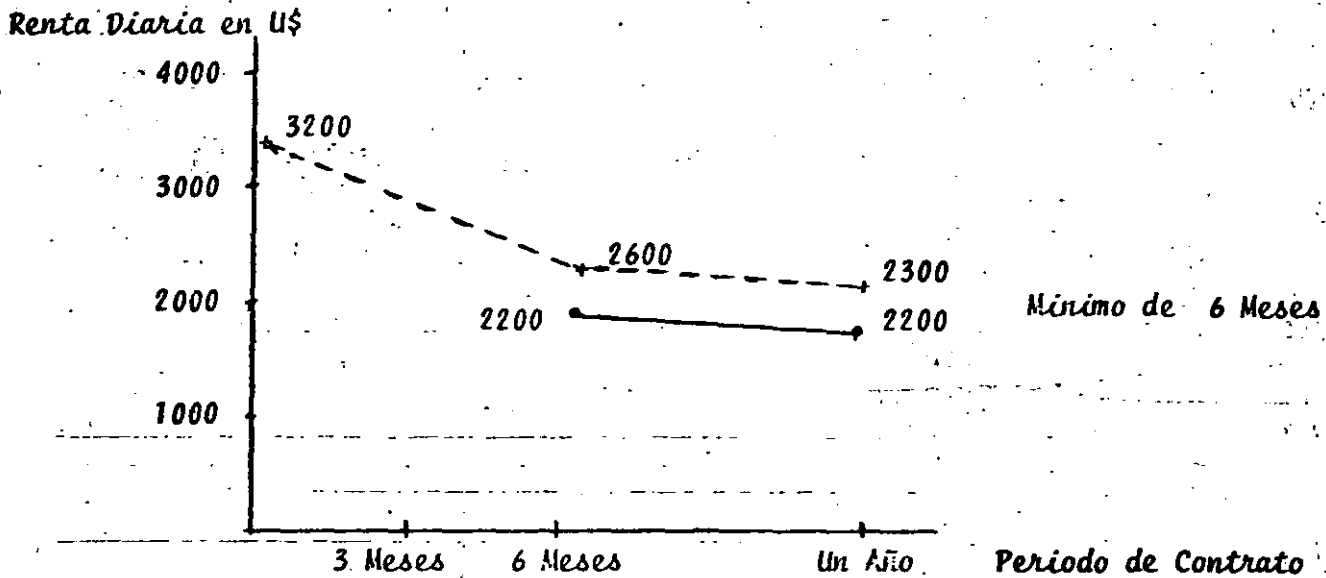
- 2 Chalanes de 6,000 tons. (250 x 56 x 13) para transportar Roca.
- 2 Remolcadores de 2,400 HP (Calado 9' para servicio en --- Puertos.
- 1 Remolcador de 4,200 HP para remolque de chalanes.

RENTA DE EQUIPO:

Renta Diaria (U\$ / Día)	3 Meses, Opción 3 Meses		6 Meses, Opción 6 Meses		Un Año, Opción Un Año	
	1º 3 Meses	2º 2 Meses	1º 6 Meses	2º 6 Meses	1º Año	2º Año
Chalan 6,000 Tons.	2,500.00	1,500.00	1,900.00	1,500.00	1,600.00	1,500.00
Remolcador 2,400 H.P.	3,200.00	2,200.00	2,600.00	2,200.00	2,300.00	2,200.00
Remolcador 4,200 H.P.	4,200.00	3,200.00	3,600.00	3,200.00	3,300.00	3,200.00

NOTA: Pemex proporciona: agua, combustible y lubricante, movilización y demovilización de Puerto en Luisiana a Salina Cruz 21 + 21 = 42 días.

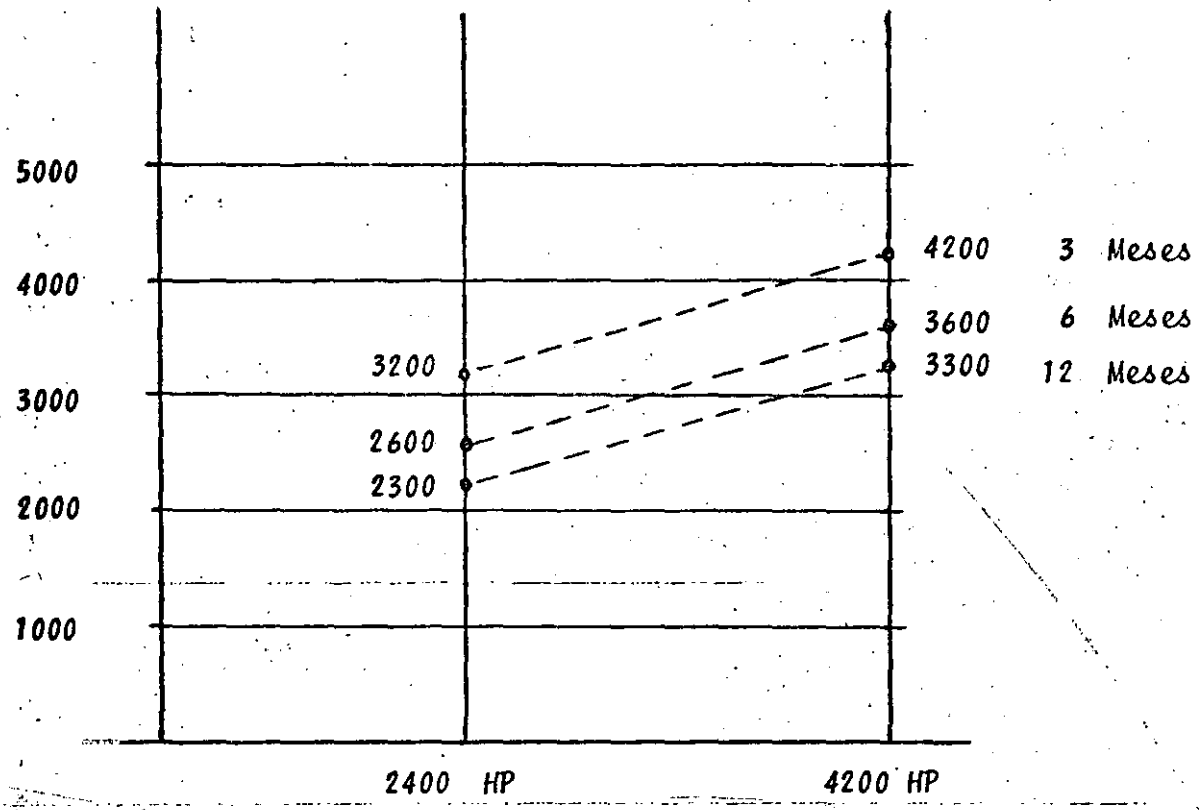
GRAFICA DE RENTA REMOLCADOR DE 2,400 H.P., SEGUN TIPO DE CONTRATO :



RENDA DIARIA DE EQUIPO:

EQUIPO	3 Meses	6 Meses	Un Año
2 Chalanes de 6,000 ton.	2 X 2500 = 5,000	2 X 1900 = 3,800	2 X 1600 = 3,200
2 Remolcadores de 2400 HP.	2 X 3200 = 6,400	2 X 2600 = 5,200	2 X 2300 = 4,600
Un Remolcador de 4200 HP.	1 X 4200 = 4,200	1 X 3600 = 3,600	1 X 3300 = 3,300
Renta total diaria	\$ 15,600	\$ 12,600	\$ 11,100
Diferencia	\$ 3,000	\$ 1,500	
Renta segun período de Contrato	1'404,000	2'268,000	3'996,000
Renta segun período sin remolcador de 4200 HP	1'026,000	1'620,000	2,808,000

U\$ / Día



R E N T A D E C H A L A N E S

1,320,000

1,320,000

1,320,000

Remolcador de 4200 HP
Renta según período de

JPV / cbm. Enero 25, 1983.

JPV / cbm. Enero 25, 1983.

MATERIALES DE CONSUMO PARA EL EQUIPO MARINO EN EL TRANSPORTE DE LA ROCA DEL PUERTO DE SERVICIO DE CONCEPCION BAMBA A SALINA CRUZ, TOMANDO EN CUENTA EL FONDEO DE CHALANES A PIE DE OBRA.

Remolcador de 2400 HP.

Diesel , 1800 gal./día c/u.

Lubricantes, 15-20 lts./día c/u
(lub- Oil)

Cable del Winche, 1 1/4" Ø (duración un año)
\$ 25-30/día c/u

Remolcador de 4200 HP

Diesel , 3,300 gal/día

Aceite 30-35 lts/día

Sistema de Posicionamiento en 4 Puntos por Chalán:

Anclas, 4 - 6000 # c/u

Cable, 4 de 1 1/4" x 400' largo c/u

Boyas , 4 de 58" Ø

Cable para Winches 2000'

4 Guías para cable en esquinas
chalan, tipo universal.

4 Retenes para anclas en las esquinas
del chalan . c/u

2 Winches de doble tambor AMCOM 150 de
servicio pesado controlados por aire,
con motor DETROIT diesel 453 N, con
convertidor de Torova de paso sencillo. c/u

Compresor de aire

Tanques Diesel.

Características del Winche:

Tambores: Ø Diámetro Flange 30"
Ø Diámetro Tambor 14"
Largo 28"

Capacidad de enrocamiento de cable 1 1/4" 1316'

Frenos: Zapata, 28 x 4"

Freno estatico, 2800 #

Freno de mano 50,000 #
(cap. maxima)

Tambores cloch, 20,25 x 3" ancho

Dimensiones maximas Winche:

9' 9" largo y 5' 9" alto y 8' ancho

Velocidad cable 152'/min.

COSTO DEL SISTEMA DE FONDEO, POR CHALAN:

2 Winches de doble tambor	\$	50,000.00
4 Guias para cable en equinas de chalan	\$	27,000.00
4 Anclas de 6000#	\$	12,000.00
800' de cable de 1 1/4" Ø	\$	5,000.00
4 Boyas y retenes para 4 Anclas	\$	10,000.00
Total (incluye instalación)	\$	104,000.00

AMORTIZACION SEGUN CONTRATO:

3 Meses	$\frac{104,000}{3 \times 300}$	\$	1,155/dia	por chalan
6 Meses	$\frac{104,000}{6 \times 30}$	\$	577/dia	por chalan
12 Meses	$\frac{104,000}{12 \times 30}$	\$	288/dia	por chalan

271)
Salm. Cruz. 000
14. Feb. 83

**CARACTERISTICAS DE CHALANES Y REMOLCADORES
(PARA TRANSPORTE DE ROCA)**

CHALAN DE 5,000 TON.

Cd = 2.5' (0.75 m.) E = 260' (79.25 m.)
Cc = 14.0' (4.25 m.) M = 72' (22.00 m.)
P = 16.0' (4.90 m.)
Remolcador necesario 2400 H.P.
P = 10' (3.05 m.) C = 9' (2.75 m.)

CHALAN DE 7,000 TON.

Cd = 3' (0.91 m.) E = 280' (85.35 m.)
Cc = 16' (4.90 m.) M = 76' (23.15 m.)
P = 18' (5.50 m.)
Remolcador necesario 2400 H.P.

CHALAN DE 10,000 TON.

Cd = 3.5' (1.05 m.) E = 300' (91.50 m.)
Cc = 18' (5.50 m.) M = 90' (27.50 m.)
P = 20' (6.10 m.)
Remolcador necesario 3,500 H.P.
C = 16' (4.90 m.)

Protección cubierta-con madera de 12" (30 cm.)
Tiene un costo de U \$90,000.00 por chalan de 10,000 Ton.

1983, 2 febrero 1983.

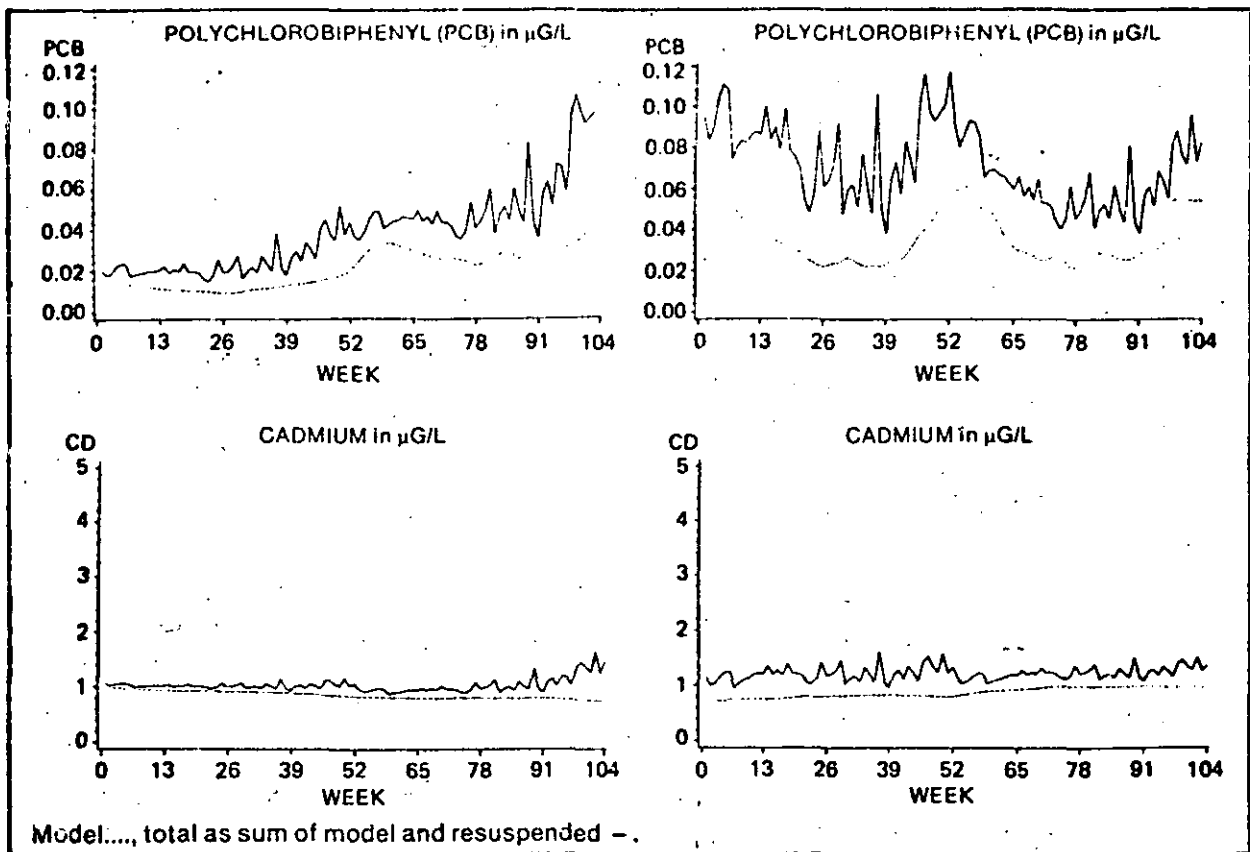


Figure 4: Calculated concentrations of PCB's and cadmium in the nominal case for a period of four succeeding years.

From model simulations and additional calculations a number of conclusions could be drawn. The most important are:

- in the first three years (no open connection yet) exceedance of water quality standards for PCB's, ammonia and chlorinity (fresh water) is such, that degeneration of the ecosystem to a very large extent may be expected, and recreational use of the lake will be almost impossible;
- in the fourth year (open connection) the PCB and ammonia standards will still be violated, although at a significantly lower level. Without remedial measures violation of the PCB standard will be maintained for decades. Violation of the ammonia standard will cease within a few years;
- due to compensation by internal processes

flushing is not a feasible measure. To establish a flushing rate large enough to substantially reduce the concentrations of pollutants will be a far too expensive measure; and

- a top layer of relatively clean sand and sludge will remove the PCB load from the consolidation water almost completely. No violation of the standard is to be expected, provided the top layer is thick enough and its material fulfills a number of specified quality criteria.

These results and conclusions were used within the framework of an environmental impact study in order to support the decision-making process with respect to the admissibility of disposing sludge in Lake Heenvliet.

Reconstruction of detached breakwater, Arzew el-Djedid Harbour, Algeria

Assignment

During a storm in December 1980, the main breakwater of the Arzew el-Djedid harbour was severely damaged.

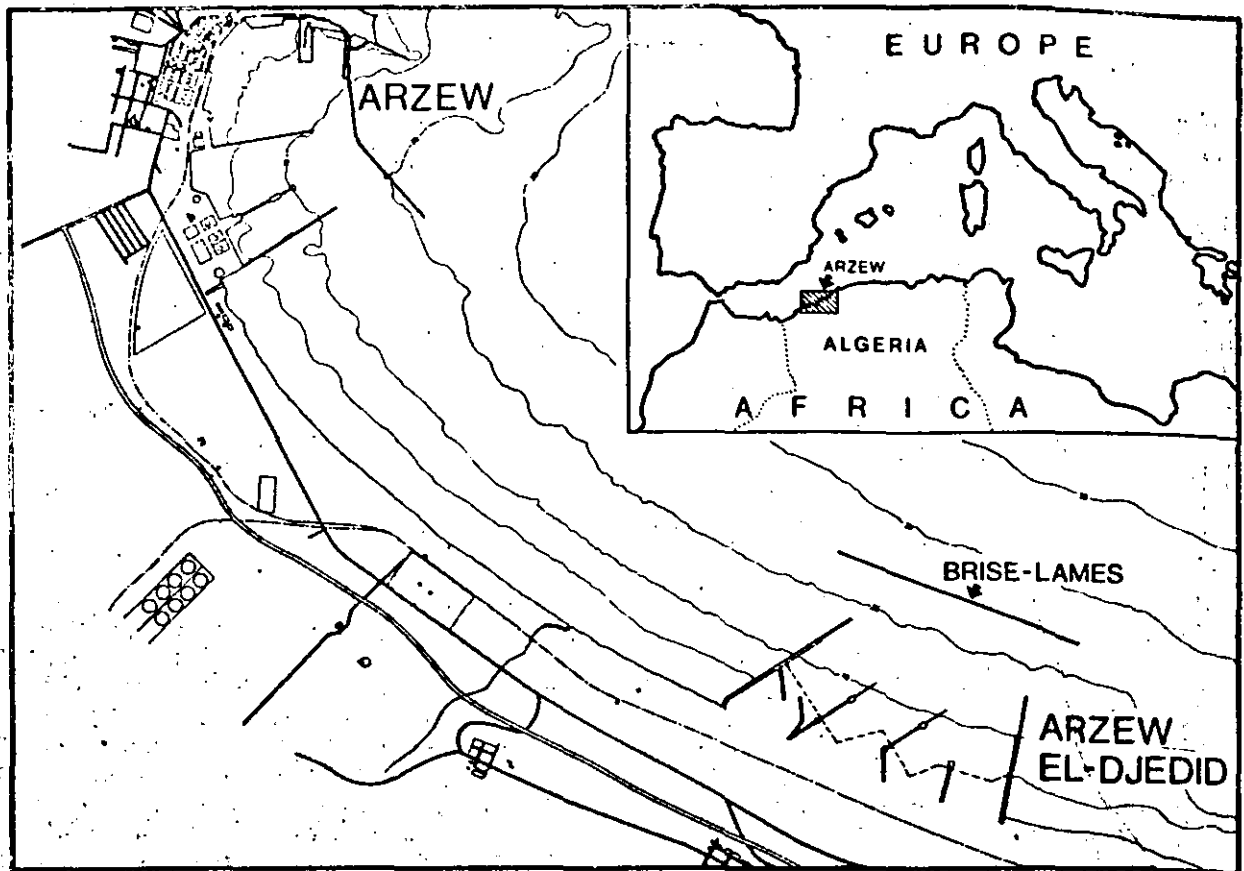
NEDECO was commissioned to study the reconstruction of the breakwater. The hydraulic studies were carried out by DHL in co-operation with F.C. de Weger International, Consulting Engineers, and the Delft Soil Mechanics Laboratory.

The study was divided into two phases:

- phase I focussed on the causes of damage and the provisional repair; and
- phase II concerned the final reconstruction.

Client

Ministère des Travaux Publics, Direction de l'Infrastructure et de l'Équipement de la Wilaya d'Oran, Algeria.



Arzew el-Djedid harbour location and position of main breakwater (brise-lames).

Period

Phase I was carried out in July and August, 1981. Phase II included 7 months of study and was completed in November, 1983.

Project

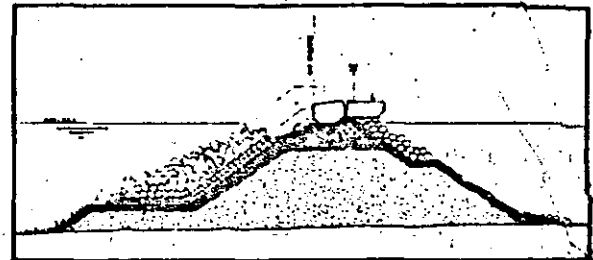
In Phase I data collection and analysis took place concerning the original design, the damage to the armour layer and the December 1980 storm conditions. Recommendations were made for provisional repair, which was carried out in the summer of 1982.

Phase II of the project started by examining the environmental conditions. The original breakwater design was studied in much greater detail than in Phase I, and sections of the breakwater were tested in scale models.

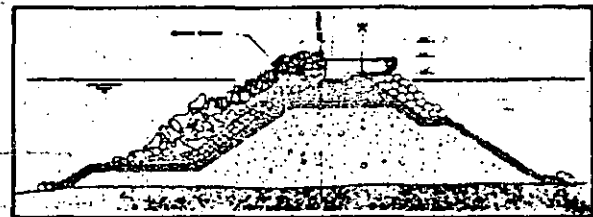
One alternative was selected for the final reconstruction of the breakwater and optimized in a 1:61 scale model. In the final stage of this study the design was checked by means of tests in the Delta flume on a scale of 1:11.

The wave conditions at deep water have been determined on the basis of ship observations in the period 1961-1980.

Computer calculations in combination with manual refraction computations were carried out to assess the influence of the Golfe d'Arzew, on local wave conditions. The selected design wave has an exceedance probability of 5% in a 50 year period.

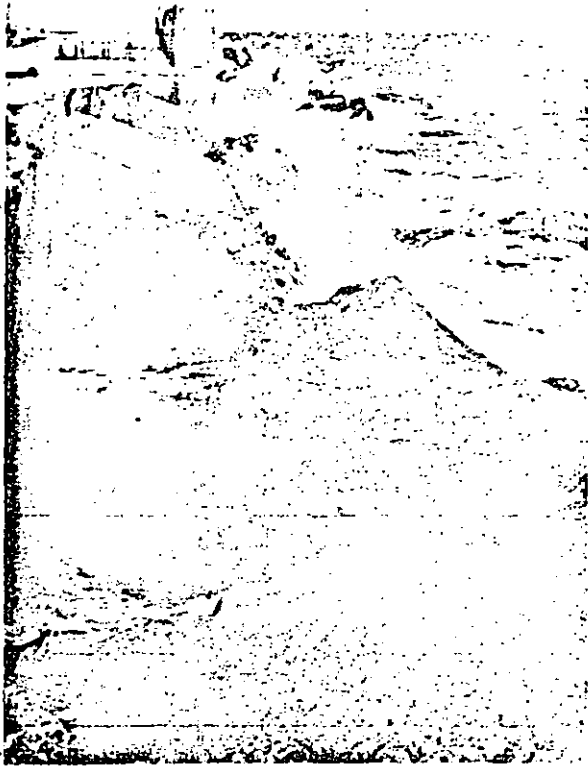


Typical damaged section.

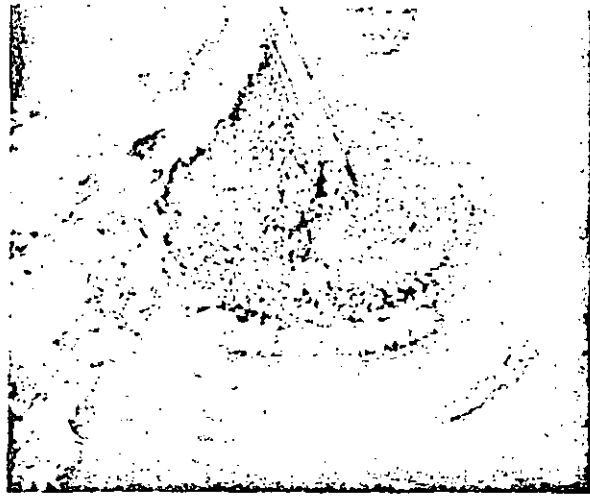


Typical provisionally repaired section.

Initially 2 test series on the original breakwater design, with an armour layer of 48 tons tetrapods, were executed on a 1:61 scale in DHL's 100 m-long windwave flume, using irregular waves. In the second of these test series, a number of tetrapods were allowed to break under wave action. In this way the damage to the test section, because of the rocking of the tetrapods, was much more in conformity with the damage observed in situ. Thereafter three alternatives for the final reconstruction of the section were tested in the same scale model.



Breakwater situation after the 1980 storm.

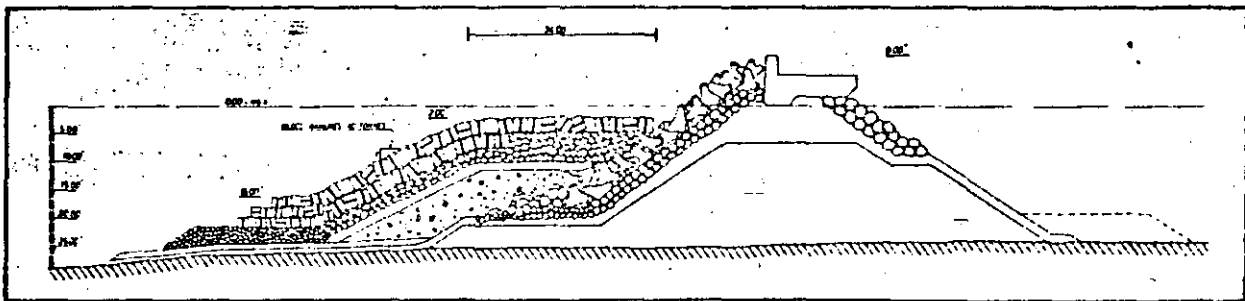


1:61 Scale test in wind-wave flume.

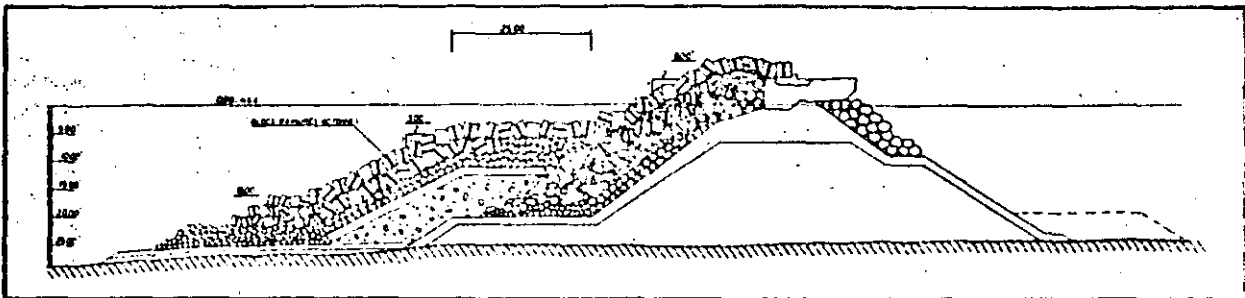
An underwater berm, a few metres below the surface, in combination with a cover of the provisional repair was selected for optimization in 12 test series. This alternative was finally tested in the 250 m-long Delta flume on a scale of 1:11, to keep adverse scale and model effects at a minimum.

The cross-section for the final reconstruction consists of a berm approximately 2.5 m under the water surface, which is composed of a toe with at least 10 ton cubes, and a primary armour under a slope of 1:2 covered with 40 ton cubes of the Antifer type. The horizontal section of the berm is covered with a single layer of the same Antifer cubes. At those breakwater sections which were already provisionally repaired, the primary armour of the berm is extended over the repair zone up to the superstructure.

In a 3-dimensional scale model, the reconstruction profile for the breakwater heads was determined. The profile of the breakwater's section is roughly continued around the heads, while the weight of the Antifer cubes is increased to 60-65 tons. In this way difficult transition zones between the section and the head could be avoided. Moreover, the underwater berm easily adapts to the damaged head profiles.



Typical cross-section for the final reconstruction; provisionally repaired section.



Typical cross section for the final reconstruction, tetrapods section.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: INGENIERIA MARITIMA. MODULO: "CONSTRUCCION DE OBRAS
MARITIMAS" DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO.
MEXICO, D.F.

DOLOS CONCRETE ARMOR PROTECTION

ING. JULIO PINDTER VEGA.
JUNIO 1985.

DOLOS
CONCRETE
ARMOR
PROTECTION



DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARITIMAS
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS Y LABORATORIOS

TRADUCCION: ING. LEONARDO CANDIANI H.
REVISION: ING. EDUARDO SAUCEDO D.

38 CIVIL ENGINEERING-ASCE
DECEMBER 1968
(TRADUCCION)

DOLOS
CONCRETE
ARMOR
PROTECTION

Alta relación de vacíos
buena porosidad
producción fácil
y posible ahorro del 40%
en el costo, son algunos
de los beneficios que se
obtienen con esta unidad
de coraza para protección
de trabajos en el mar.

ERIC M. MERRIFIELD, Harbor
Engineer Port of East London,
South Africa.

Durante 1944 el rompeolas de bloques colocados al azar -
del Puerto de Londres Oriental, Africa del Sur, sufrió -
severos daños y un número considerable de bloques rectan-
gulares de 40 ton. colocados al azar en la orilla del mar
fueron arrastrados. Las pérdidas y el daño fueron repara-
dos, pero en 1963 se estimó que cuando menos el 60% de los
bloques rectangulares que formaban el acorazamiento del --
rompeolas había sido perdido otra vez.

La protección de piedra bruta de los rompeolas y otras --
obras en el mar por medio de coraza de concreto de. - - - -

varias formas es ahora una práctica común. La eficacia hidráulica de tal protección ha sido evaluada por medio de fórmulas desarrolladas por Iribarren y Hudson de La U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station. Por algún tiempo tales formas de concreto como las de Tetrapodo (Francia), Stabit (Inglaterra), tetrahedron (Japón), Akon (Holanda) y Tribar (E.U.A.) han sido usadas con buenos resultados bajo condiciones variables.

Se consideró que la protección de bloques de concreto perdida en el rompeolas de Londres de Oriente debería ser reemplazada por un tipo de bloque más eficiente.

Debido al costo de los impuestos por patentes controlando algunos tipos de bloques, el autor decidió llevar a cabo una investigación acerca del desarrollo de otras formas de coraza. Al principio, un criterio establecido para el proyecto fue que la coraza de bloques se manufacturase, transportase y colocase por una planta de construcción normal.

El escritor sintió que si más pequeñas unidades podían ser hechas y colocadas para ensamblar en el lugar para formar una gran masa unidad, teniendo una alta relación de vacíos con buena porosidad, podría ser posible reparar el rompeolas con el equipo standard existente. De aquí nació el "Dolos" (Dolosse, plural. El nombre viene del nombre vulgar dado a los huesos pequeños del tobillo de las cabras, el que usaban los niños de Vootraker como

"Talismán" en los tempranos días de la historia de Sud--
Africa).

DESARROLLO Y DISEÑO

Aproximadamente tres años fueron empleados en llevar a -
cabo experimentos en las propiedades de embalaje y ensam-
blado, la determinación de las formas físicas para pro--
veer adecuado esfuerzo mecánico y porosidad y en el aná-
lisis en modelo de la forma dentro de un canal hidráuli-
co. Al mismo tiempo fueron hechos los Dolosse prototipos
y probados en condiciones marítimas. El análisis en mode-
lo y el desarrollo de los distintos factores matemáticos a
ser usados en las bien conocidas fórmulas propuestas por -
Hudson fueron realizadas en los Laboratorios Hidráulicos -
del Concilio de Científicos de Investigación Industrial -
de Sud-Africa bajo la dirección de J.A. Zuamborn.

Los Dolosse fueron probados en un talud de $1\frac{1}{2}$ a 1 y colo-
cados en doble capa al azar. Se consideró que el daño -
había ocurrido cuando se vió un Dolos oscilante. Esta -
fué una suposición muy conservativa, porque experencia-
práctica ha demostrado que la forma cónica de las orillas
de los Dolos los capacita para protegerse con la primera-
tempestad y moverse a una mucha más firme posición entre-
lazada. Los modelos fueron probados comparativamente ---
con bloques rectangulares, tetrápodos y tetrahedrones.

El peso requerido de un blindaje unitario fué determinado

por la fórmula de Hudson.

$$W = \frac{Pv H^3}{K_D (S_s - 1)^3 \cot \alpha}$$

en la cual

W = peso del bloque (tons. de 2,000 libras)

H = altura en pies de la ola de proyecto o significativa

Pv = peso unitario específico del blindaje, tons. por pie³.

S_s = densidad relativa de la roca.

α = ángulo de talud.

K_D = factor de estabilidad.

Por la curva de estabilidad (Fig.1) se ve que el peso del bloque Dolos para ser seleccionado para una ola significativa particular de altura dada es alrededor de un quinto de otro tipo de bloques. Por ejemplo, con una altura de ola de diseño de 25 pies y su oniendo 2% de daño (normalmente considerado un factor económico y práctico), el peso del bloque requerido para varias formas sería:

— Bloques rectangulares	50 tons.
— Tetrapodos	40 tons.
— Dolosse	8.5 tons.

Así de interés académico que cuando los Dolosse fueron colocados en una sola capa uniforme el factor de estabilidad obtenido fue todavía más grande, comparativamente que el de otra clase de bloques colocados al azar en las cimas.

Sin embargo cuando la falla ocurrio, esto paso rapidamente desparramandose desde el punto de falla. Además es generalmente muy costoso e impracticable colocar bloques siguiendo un modelo sobre un monticulo rugoso bajo condiciones marinas.

No obstante que la estabilidad de un bloque puede ser alta, el monticulo que está siendo protegido puede llegar a ser inestable y sufrir daños si el run-up de la ola es severo.

Como el run-up depende de la porosidad de la coraza, una comparación de la porosidad para varias formas muestra las ventajas de los Dolos:

Rectangulos	50%
Tetrápodos	53%
Dolosse	60%

CUBIERTA TOTAL, NUMERO REQUERIDO:

La cubierta total de los Dolos, comparada con otros bloques, peso por peso es alta. Los factores de forma para los siguientes bloques son:

Bloques rectangulares	1.0
Tetraedrones.	1.2
Dolosse	1.3

Sin embargo, ya que la dimension de Dolos usado es considerablemente más pequeña que cualquier otro tipo de bloques.

- 6 -

para una altura particular de ola, la cubierta actual es en efecto mucho más pequeña que la de otros bloques. -- Consecuentemente menos volumen de concreto es requerido por unidad de área protegida.

El número requerido de bloques, N, para cubrir una unidad de área es establecida de:

$$N = nC \left(1 - \frac{P}{100}\right) V - \frac{2}{3}$$

donde n = número de capas (generalmente 2)

c = factor de la figura.

p = porcentaje de la porosidad

V = volumen del bloque.

Unas gráficas (Fig. 2) fueron preparadas por el escritor para el uso general al seleccionar la dimensión del Dolos que va a ser usado, y para la preparación de cantidades estimadas. Note las dimensiones físicas y proporciones de una unidad (Fig. 3)

PRODUCTION:

En Londres Este, 3000 pies de paramento de rompeolas a mar abierto están siendo protegidos por Dolosse de 20 tons., -- 1700 pies de margen de ribera por Dolosse de 6 tons. y --- 2200 pies de margen por Dolosse de 3 tons.

La dimensión de 20 tons. para el rompeolas fue seleccionada antes de que fueran conocidos los resultados del análisis

en modelo. Bloques de 10 tons. habrían sido adecuados. -- En vista del hecho de que una grúa titán gigante de 40 tons. operaba en el rompeolas, fué más económico lanzar y colocar la mayor dimensión porque cubría más, por tanto con menos - manejo. El adicional sobrechapoteo obtenido como resultado por usar el más estable bloque es ligero y no de importancia porque el acceso no es requerido en el rompeolas durante -- tiempo encrespado.

Es esencial que se obtenga el peso correcto del Dolos, ya - que es proporcional a el cubo de la altura de ola signifi-- cante e inversamente al cubo de la densidad relativa del -- bloque, si fuera necesario aumentar el peso de un Dolos por la baja densidad de concreto agregado, la cintura del Dolos debería engrosarse ligeramente más bien que interferir con - su medida total o altura.

No es usado reforzamiento metálico para reforzar los Dolo-- se; para eso la dimensión de la cintura no deberá ser --- menor de $0.32 h$ ($h =$ altura de Dolos) para asegurar suficien-- te esfuerzo de tensión en el tronco principal para prevenir-- fracturas cuando la unidad es colada (ver fig.3). Esto, - sin decir que el esfuerzo compresivo del concreto deberá -- permanecer consistentemente alto para proveer esfuerzo de - tensión alto, durabilidad y peso. Mientras se colocan los Dolosse frecuentemente tiene que soportar una gran cantidad de manejo tosco. Un mínimo de $4,500 \text{ Lbs/pulg.}^2$ de esfuerzo a la compresión a los 28 días ha sido adoptada por el escri

tor.

Las dos vueltas de lazos en los Dolosse (ver fotos), son realmente cortas. Piezas dobladas en U de reforzamiento ligero, se dejan dentro del molde al tiempo del colado. Para los bloques más pesados (20 tons.), pedazos de cable de acero han sido usados para formar ojos para levantarlos.

La sección transversal octagonal y los miembros abusados del Dolos permiten que su fabricación sea con una simple placa de acero por molde. Moldes para unidades de 20 tons. fueron hechos de 3/16" en tableros de placas de acero reforzados y cerrados juntos, considerando que una placa de acero de 1/3" soldada es suficiente para los moldes más ligeros de 3 tons. El molde viene aparte en dos piezas con una junta horizontal justamente debajo de media cintura; una endadura separadora en la pata vertical ayuda a renovar el molde del Dolos.

PROTECCION DE LA COSTA:

El contrato para la protección costera en Londres este Ciudad, sobre 3900 pies de costa, y la colocación de 3250 Dolosse de 6 tons. y 7900 unidades de 3 toneladas.

Los materiales usados fueron: cemento Portland, escoria (una escoria de altos hornos), arena de mar y un agregado de piedra triturada controlado dentro de una graduación definida. Ningún acelerador de fraguado u otros aditivos fueron usados, pero la temperatura rara vez bajó hasta 50 gra-

dos F. Después que el Dolos fué removido del molde, fué colocado a un lado para curar durante 25 días.- Ningún intento fué hecho para la cura húmeda en Long Brea este verano en Puerto Elizabet han hecho uso - de la cura de rociado, donde aproximada entre 19,000 Dolosse han sido colocados. El escritor considera - la cura mojada de bloques marítimos en la costa un - refinamiento antiesconómico que no proporciona nin - guna ventaja práctica.

Los moldes de 6 tons. y 3 tons. fueron hechos para semisoportarse a sí mismos y portátiles. El patio - de colados, como un todo, fué movido progresivamen - te a lo largo de la ribera, y el número correcto de unidades a ser colocado fué variado directamente -- detrás del frente de la margen. El concreto fué -- llevado a los moldes desde una planta que mandaba - bandas en pequeños descargadores y las vacías con un transportador llevado por una correa de transmisión. Cuando el área detrás del banco de mar quedó restrin - gida y la carrera de los descargadores excedió $\frac{1}{2}$ -- milla, el cercado de colados fué movido cerca del -- lugar de la hornada de concreto, y los Dolosse cura - dos por sí mismos fueron transportados a donde tenían que ser colocados.

La proporción diaria de producción fué de 50 de 3 - tons. ó 30 de 6 tons. (La proporción en el Puerto -

Elizabeth es de 100 unidades de 3 tons. por día).

COLOCACIÓN DE DOLOSSE:

Los Dolosse son puestos al azar con el 60% cuando menos -- con las columnas verticales hacia el mar. Si muchos son -- puestos en un talud con la porción horizontal hacia el mar, hay una probabilidad de que algunos de ellos hagan media rotación abajo del talud.

La orilla del mar a lo largo de la ribera fué protegida -- únicamente debajo del nivel de la playa, al rededor de 1/2 -- arriba de la media del agua baja. Hubiera sido mejor haber -- encontrado la base de la ribera abajo del agua baja, pero -- las dificultades prácticas de esto habrían aumentado el -- costo consi.

La margen fué protegida por una capa de filtro de piedra -- quebrada o piedra bruta y cubierta por cantos rodados. El -- tamaño mínimo escogido del canto rodado fué al rededor de -- quinto del peso del Dolos usado y el amontonamiento fué -- llevado a 1 1/2 a 1 de talud ($\alpha = 23^\circ$ aproximadamente).

Antes de que la margen fuera empujada y la capa del filtro -- colocada, una protuberancia o represa de Dolosse fué colo -- da en la playa donde la base iba a ser formada. Estos Do -- losse engranan tan bien que ellos formaban una protección -- ble contra las olas para el dique que se iba a construir -- detrás de ellos. Cuando esto fué hecho, los Dolosse re:

tes fueron colocados para corregir la densidad y altura. -
Todas las unidades de 6 tons. y 3 tons. fueron manejadas
por una 39 B Bucyrus Eire.

Se tuvo que dar especial atención para asegurar que el ---
equivalente de doble capa o densidad fuera realizado justa
mente en la base de la margen: de otro modo allí habría --
una tendencia para Dolos simple que desaparecería debido a
la carencia del propio engranaje y blindaje pesado. El --
levantamiento a estirones en el Dolosse ligero fué usado -
para colocarlos ya que era posible para un hombre conseguir
el Dolos entre las olas para safar el gancho. Las unida--
des más pesadas (de 20 tons.) fueron dejadas para el rombo
las, usando una grúa Titán de 40 tons. y una eslinga para -
safar rápidamente el Dolos.

COMPORTAMIENTO DEL DOLOS:

Como se esperaba, debido a los montones de Dolos, la co---
rriente del litoral formó cauce y la playa se hizo calmada
en la base de la ribera. En todos los casos la capa de --
Dolos tiende a sumergirse, a mover hacia adelante y ensam-
blar más efectivamente. En ningún caso fueron perdidas --
cualesquiera unidades debido a este movimiento. En un ca-
so la base bajó como 4 pies después del cauce que formó la
arena y la parte superior de $1 \frac{1}{2}$ a 1 balanceó la margen al
rededor de 33 pies horizontalmente, dando una pendiente --
como de $\frac{3}{4}$ a 1. Toda la margen se movió cohesivamente -

sin la pérdida de un sólo Dolos, aunque se rompieron alrededor del 2%. La ribera ahora ha llegado a estar estable y fué simplemente cosa de añadir pocos más Dolosse --- para llevarla a su altura de nuevo.

Es evidente que debido a la excelente calidad de engranaje de Dolosse es posible colocarlos segura y eficientemente en una pendiente de 1 a 1. Esto ha sido hecho en el rompeolas y muchas tempestades durante tres años han sido resistidas con mucho éxito. Se ha notado que aunque previamente el mucho remejo de grandes olas ha barrido la torre de luz del rompeolas (27 pies de alto). La marca dejada sobre la cubierta del rompeolas es ahora insignificante.

Nos da os cuenta, por supuesto de que se requieren más análisis del modelo para determinar los factores para un cambio de talud y para condiciones de agua baja en una playa, y es esperado que esto sea hecho. Sin embargo, la práctica ha demostrado que los datos existentes son suficientes para un avalúo razonable para proporcionar éxito bajo condiciones alteradas.

VALOR ECONOMICO:

El escritor sugiere que quizás la más grande cualidad del Dolos es que es excepcionalmente estable y puede ser manufacturado y manejado por equipos tipo contratistas. No hay necesidad de patios especiales para vaciarlos, pesadas grúas, elevadoras o transportadoras. Además se estima que -

con respecto al vaciado y colocación en general, el muy reducido tamaño del bloque y la excelente porosidad permiten un ahorro de 40% comparado con otros tipos de bloques.

Finalmente no hay derechos de patentes que gobiernen o restrinjan el uso del Dolosse. No solamente se obtienen grandes ventajas colocado Dolosse en rompeolas grandes, sino -- en el caso de pequeños puertos en litoral abierto viene a -- ser una práctica económica.

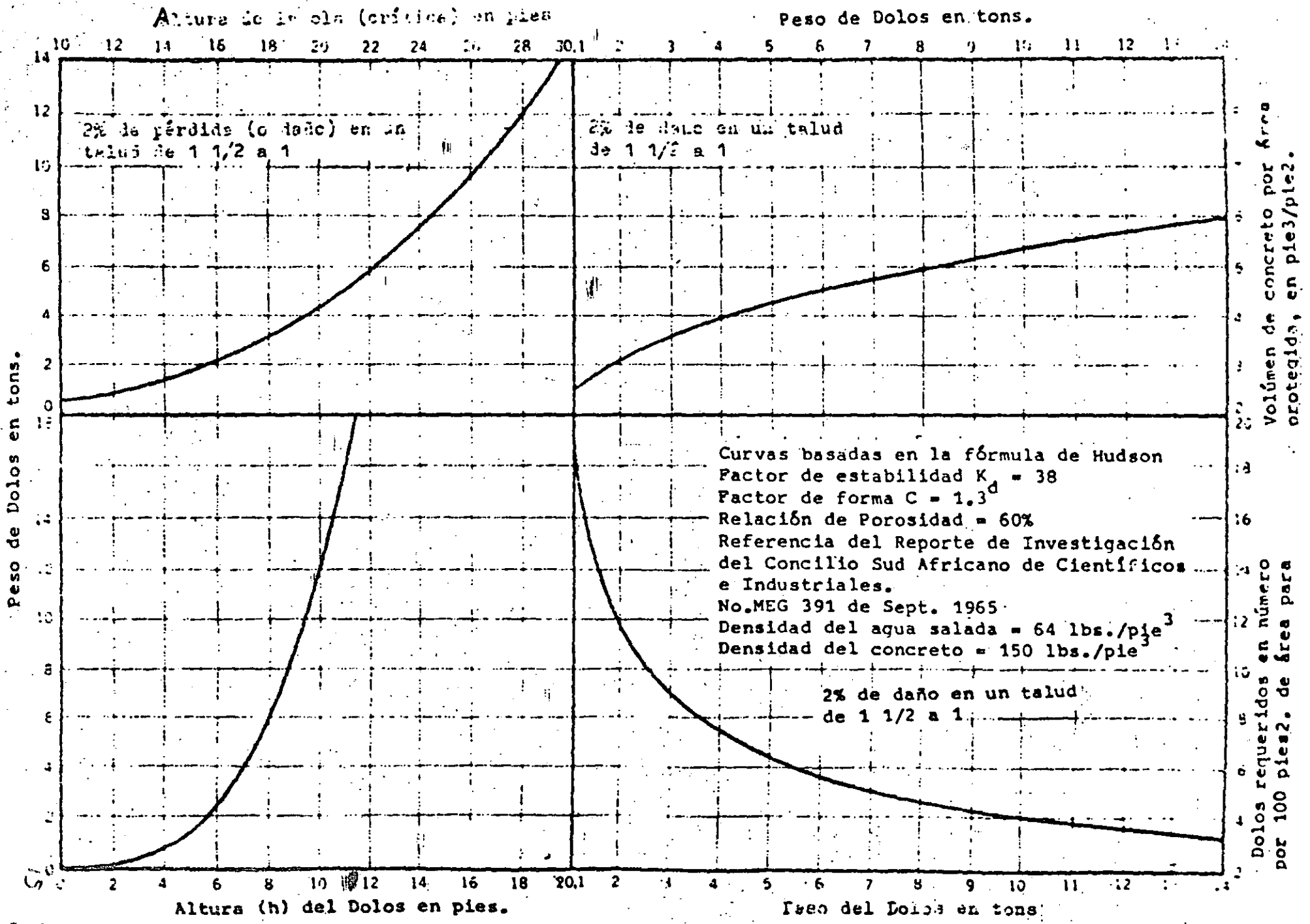
RECONOCIMIENTO:

El permiso de la Administración del Ferrocarril de Africa - del Sur para publicar este artículo es grandemente reconocido.

REFERENCIAS:

- 1.- Hudson, R.Y. "Fuerzas de la Ola en Montículo de Rieja - en Rompeolas y Espigones". Miscelánea del estudio número 2453, Estación de Experimentos de Vías Acuáticas - de Ingenieros de la Armada de U.S. Vicksburg, septiembre 1961
- 2.- Merrifield, E.M. y Zwanborn, J.A. "El Valor Económico - de una Nueva Unidad de Rompeolas Acorazado, "Dolos", -- Volumen 2, Memorias de la 10/a Conferencia en Ingeniería -- Costera, Tokio, Japón, septiembre 1966 (publicado por - ASCE).

Fig. 2 Proyecto de curvas para seleccionar el tamaño de Dolos y cantidad estimada.



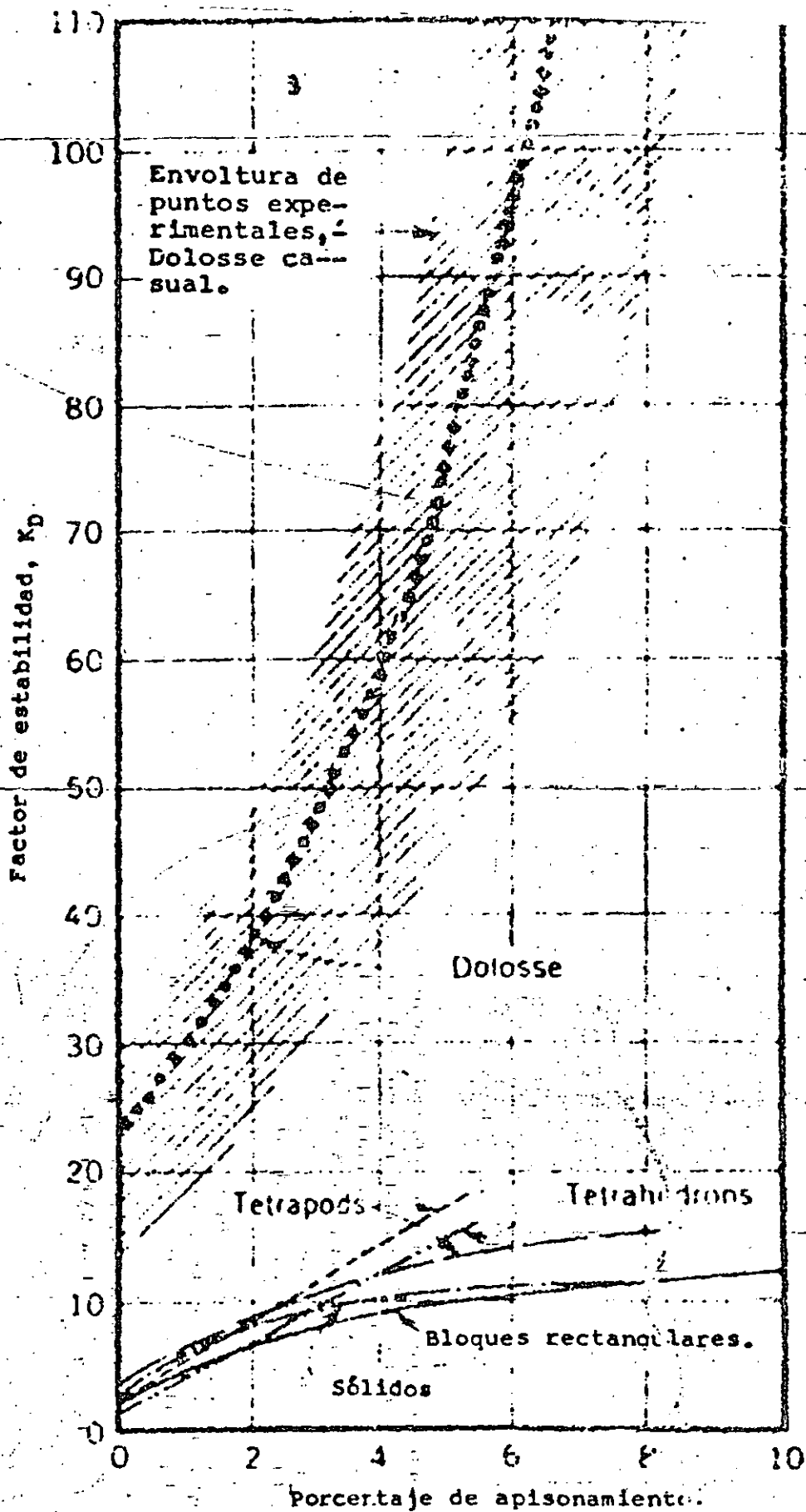
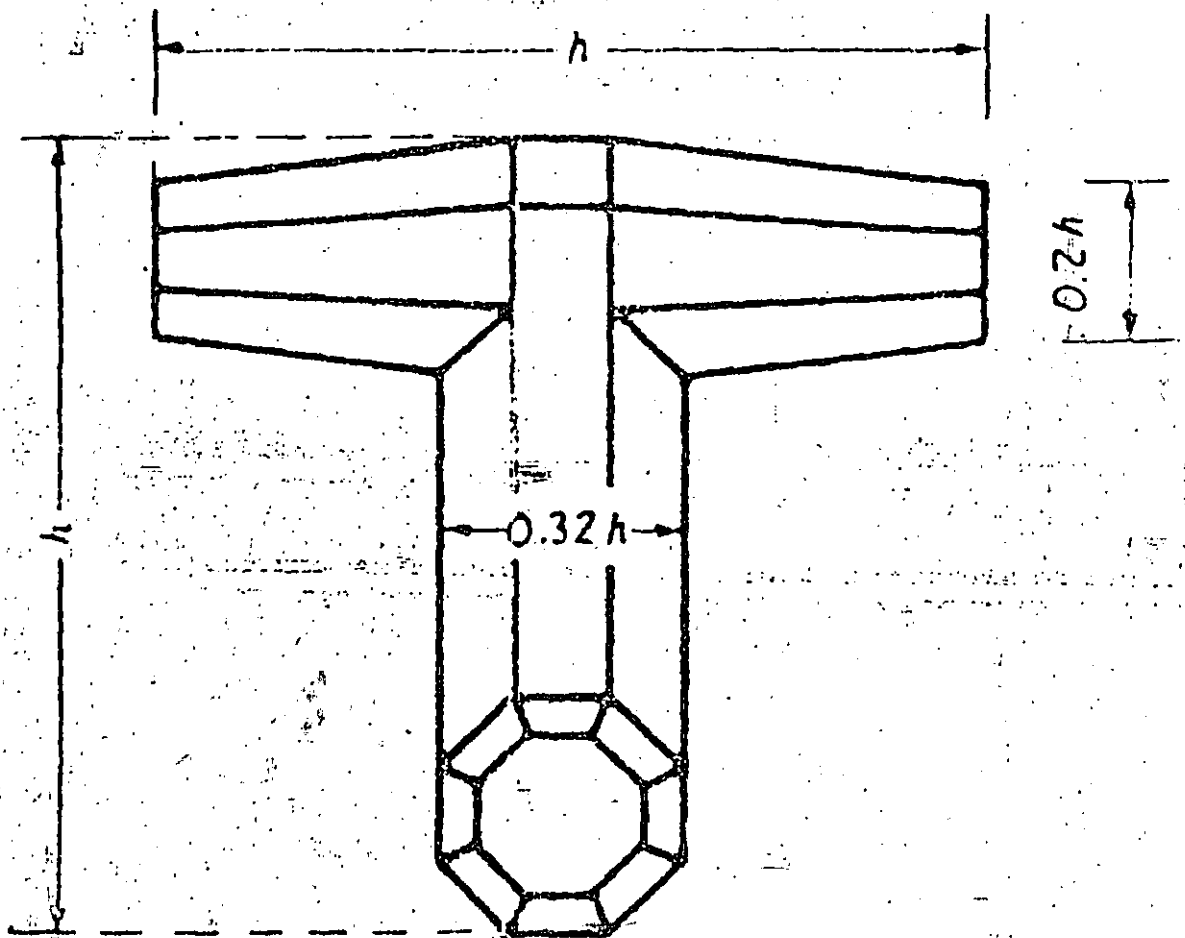


Fig. 1.- Curva de estabilidad de varias formas de acorazamiento (del Concilio Sur Africano de Investigación Científica e Industrial.



VOLUMEN DEL BLOCK = $0.16 h^3$

FIG. 3. DIMENSION DE UN DOLOS UNIDAD.

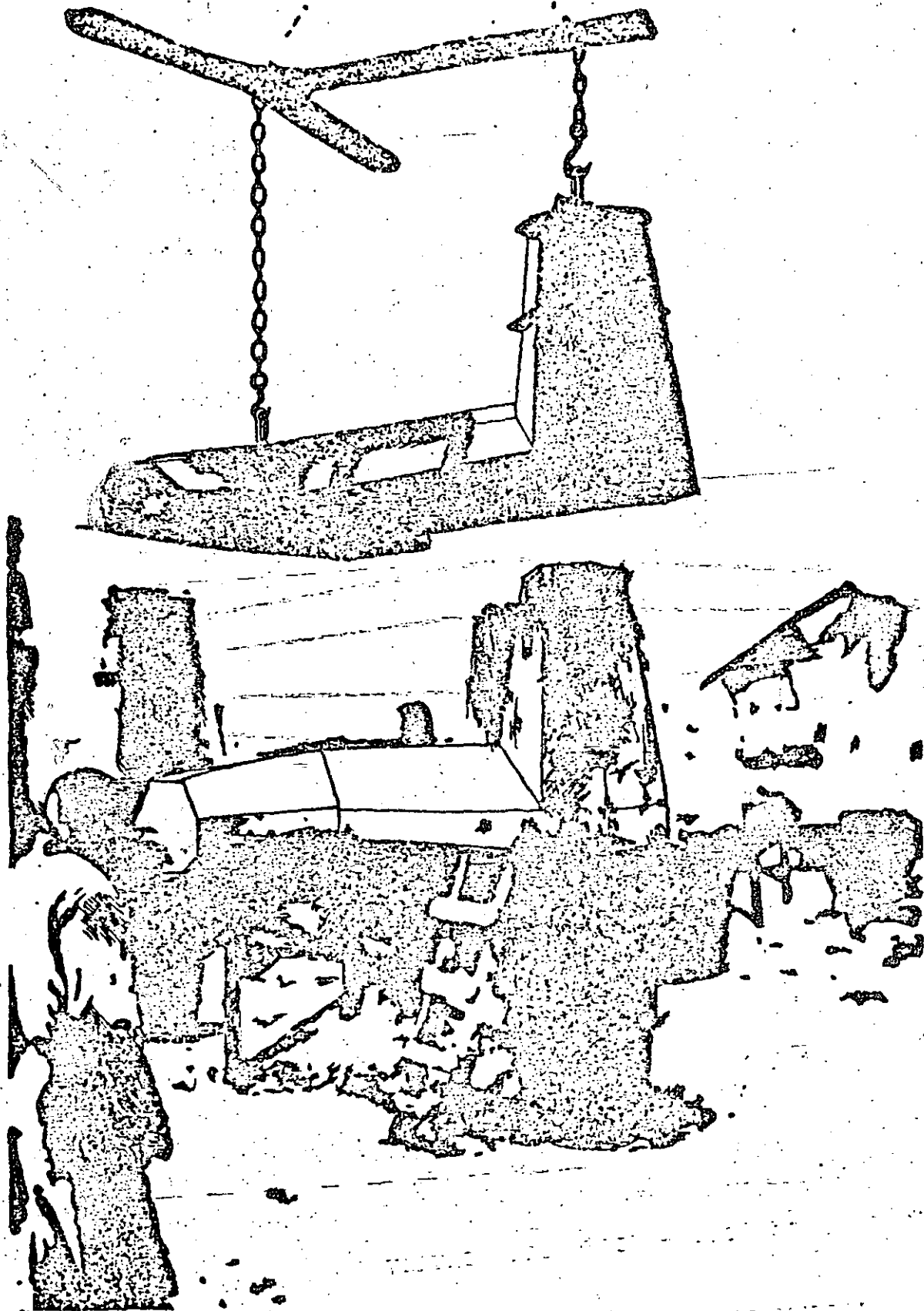
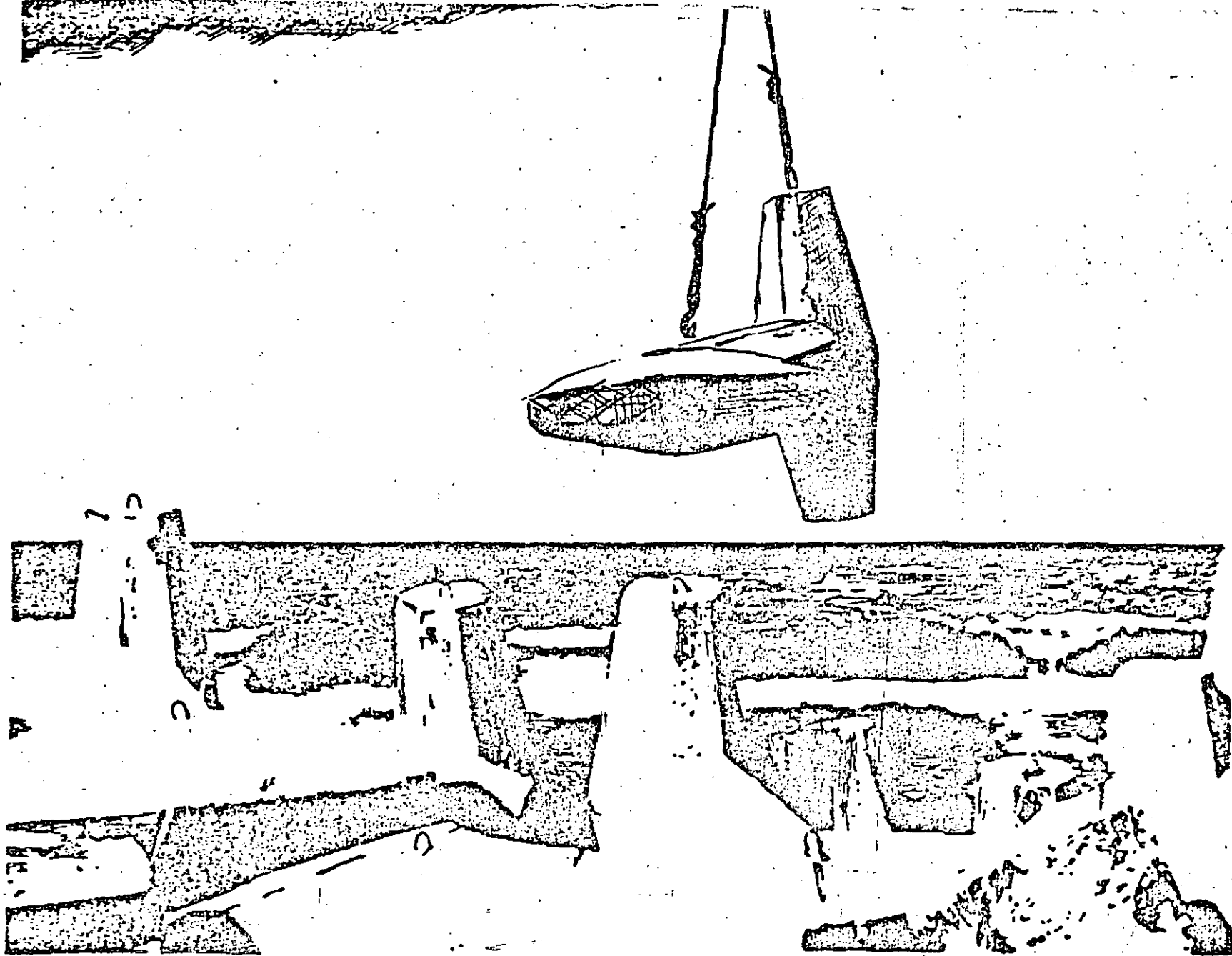


FOTO I.- Fué colado el concreto dentro del molde por conducto de la parte superior de la pata vertical y por conducto de la parte superior de la cintura y el asta lateral. La mitad del molde fué levantada fuera de 14 horas, y el Dolos fué removido y puesto a un lado para curar el concreto.



19

FOTO II.- Una grúa con orugas colocando todos los Dolos del blindaje unidad para la protección de la playa de Londres de Oriente. Aquí 6 Tons. unidad son las que funcionan.

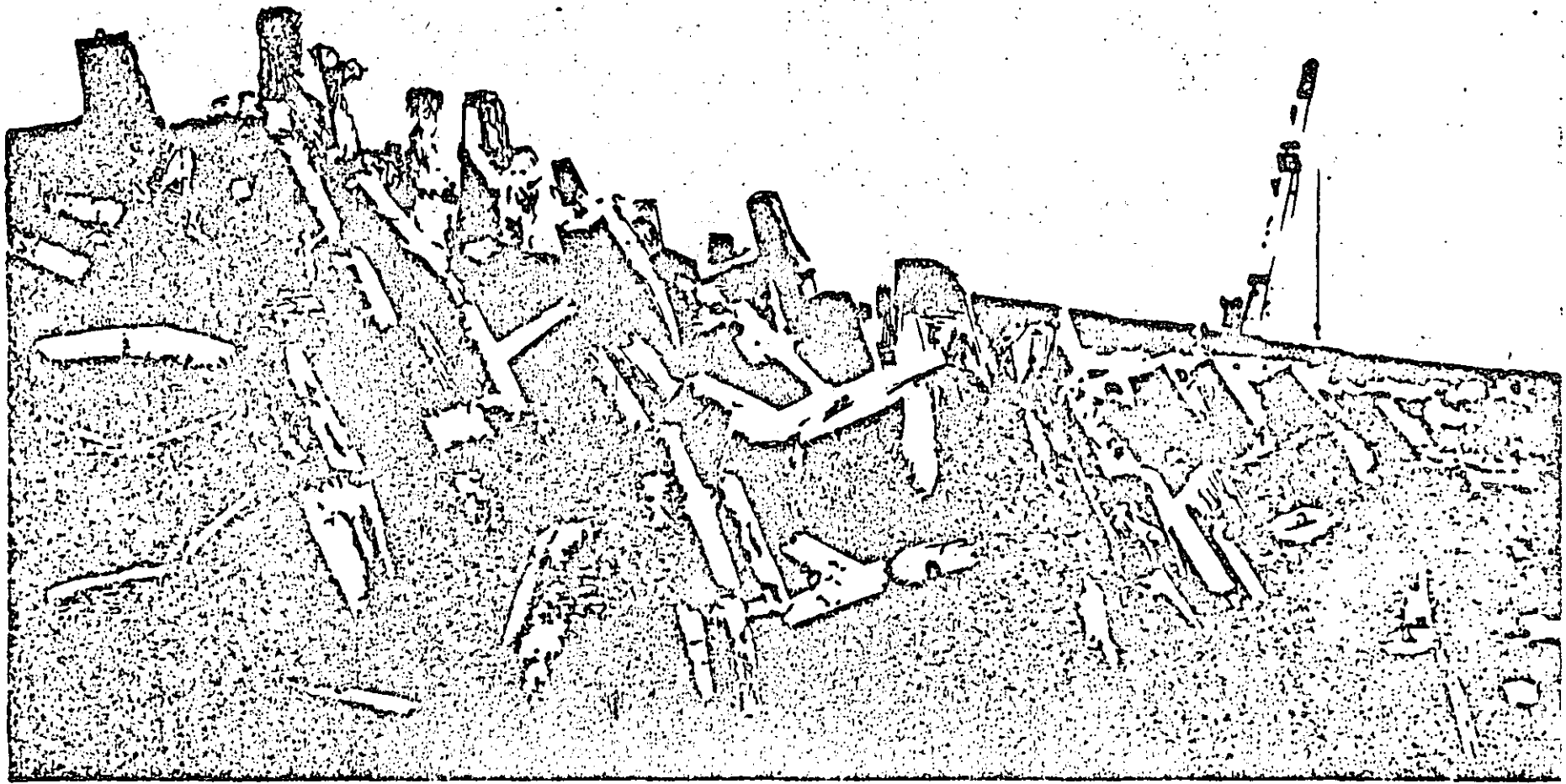


FOTO III.- Los Dolosse son colocados con un mínimo del 60% de la parte vertical del revestimiento dirigido hacia el mar para prevenir - la rotación del talud hacia abajo. Una porción de la capa de piedras pesadas. Ser visto en el mar: bajo abandono.

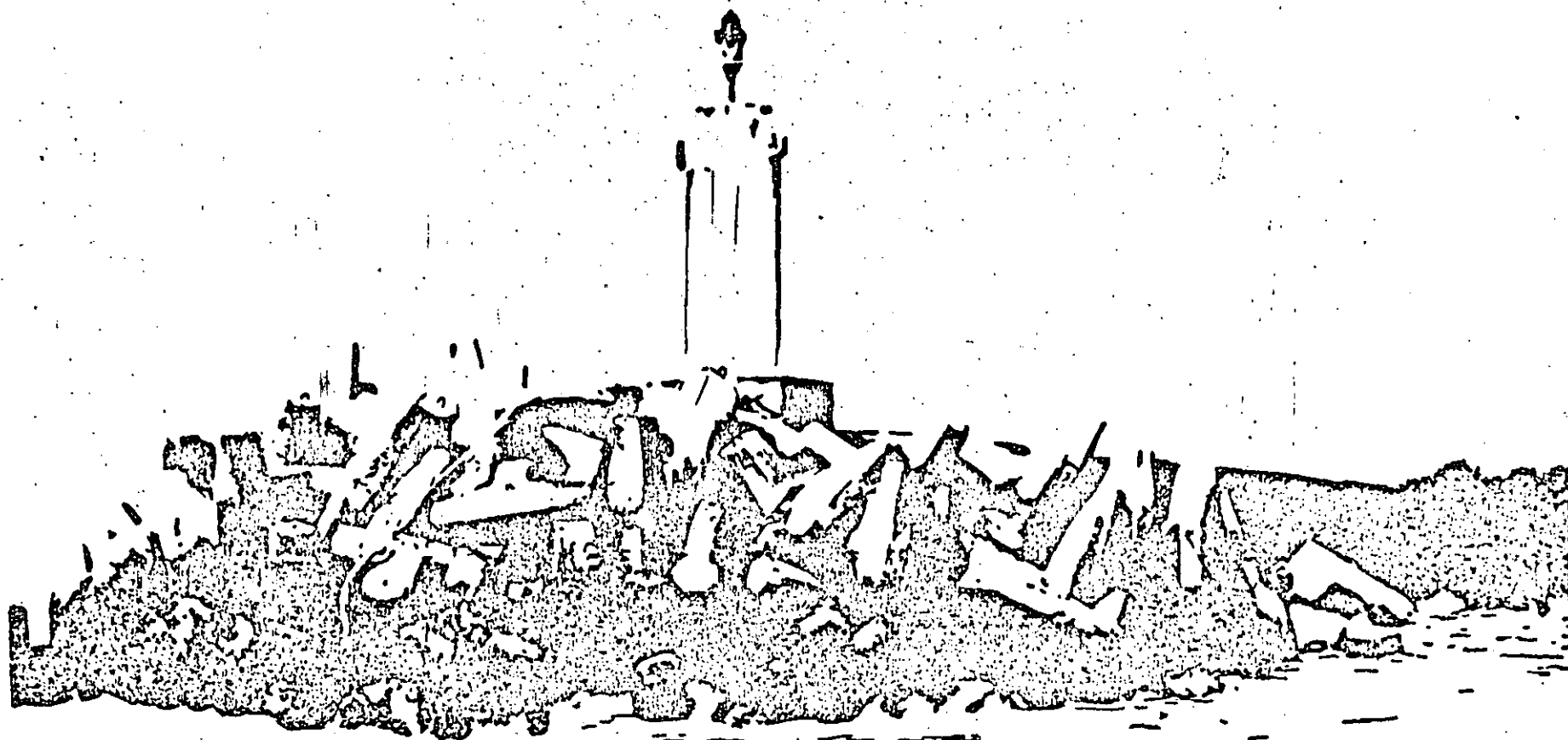


FOTO IV.- Torre de luz en el morro redondo del rompeolas en Londres de Oriente, es protegida con blindaje de 20 Tons.unidad. Ya que la instalación de Dolosse, aumenta sobre la cubierta del rompeolas - que ha sido imperceptible.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: INGENIERIA MARITIMA. MODULO: "CONSTRUCCION DE OBRAS
MARITIMAS" DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO.
MEXICO, D.F.

NUEVOS CONOCIMIENTOS EN MATERIA DE CONCEPCION DE ROMPEOLAS
EN AGUAS PROFUNDAS.

ING. JULIO PINDTER VEGA.
JUNIO 1985.

QUINCENA TÉCNICA FRANCESA DE MÉJICO

(5 - 16 DE NOVIEMBRE DE 1979)

NUEVOS CONOCIMIENTOS ✓
EN MATERIA DE CONCEPCIÓN DE ROMPEOLAS
EN AGUAS PROFUNDAS

Por C. ORGERON, Director de Estudios
y Jefe del Departamento de Hidráulica
Marítima y Oceanográfica en el L.C.H.F

- 1 - En sitios muy expuestos, para abrigar los puestos de atraque de grandes barcos (petroleros, mineraleros), se proyectó (y se realizó o está en curso de realización), desde unos doce años, diques en aguas profundas.

Este término de dique en aguas profundas se refiere a obras que pueden ser alcanzadas por olas cuya altura no está limitada por la rompiente. Si se admite, para fijar un orden de magnitud, las razones : 1,3 entre la altura de la ola mar afuera y en la rompiente, 1,3 entre la profundidad de agua y la altura de las olas a la rompiente, 1,7 a 2 entre las alturas máximas y significativas de las olas, se puede observar, si se negligien los efectos de refracción, que un dique se encuentra en aguas profundas si está construido sobre fondos del orden de 2,5 a 3 veces la altura significativa de la ola de proyecto.

- 2 - El cuadro que sigue reúne once proyectos o realizaciones dentro de los más representativos. Se nota que se siguió dando la preferencia a los diques de talud realizados, en la mayoría de los casos, con bloques artificiales (salvo SALDANHA, que es en arena de pendiente 10/1 y MONACO-SPORTING en enrocados). Así, frente a una situación nueva -o sea la plena exposición a temporales de alta mar- se han aplicado soluciones clásicas. Fuera de algunas disposiciones constructivas motivadas por razones de utilización de maquinarias terrestres y náuticas modernas en las obras, las principales innovaciones se han orientado hacia un diseño de los mantos en los cuales se buscó sistemáticamente :

- por una parte, un perfil y condiciones de realización permitiendo el óptimo empleo del material de las empresas y el avance máximo ;
- por otra parte, una combinación de los cuatro parámetros de la estabilidad (masa, peso específico, fricción e imbricación) la más apropiada a las especificaciones del proyecto y a las condiciones del sitio y de la obra.

En la práctica se eligió :

- los tetrápodos de mayor tamaño (16 a 22 m³), de peso específico a veces subido hasta 3, como los utilizados en el puerto de SKIKDA (ARGELIA),
- los "dolosse", cuyo poder de imbricación permite, por lo menos en teoría, una fuerte reducción de los pesos unitarios,
- el "cubo ranurado", el cual mejora sensiblemente la estabilidad del cubo simple (acuñación y fricción) y se fabrica con la misma facilidad.

3 - A pesar de los pocos años transcurridos, que no permiten juzgar con seguridad de la validez de las soluciones elegidas, parece evidente que las incertidumbres y las dificultades que surgieron durante los estudios, los incidentes y los daños sufridos en varios lugares durante la construcción o después (SKIKDA, BILBAO, JORF LASFAR, SINES...) justifican un examen crítico de la mayoría de los procedimientos utilizados desde un cierto tiempo, en el campo internacional, por los especialistas de los laboratorios y oficinas de ingeniería, las empresas y las autoridades portuarias. Esta reflexión tiene por base el conocimiento del régimen del oleaje, la elección de los criterios de estabilidad y las técnicas de simulación. Cada uno de estos temas presenta aspectos múltiples y a continuación tratamos de poner en evidencia las tendencias y desprender las opiniones que últimamente se vislumbran.

4 - Por las obras en profundidad media ($d/H < 1,5$ a 2 más o menos), la determinación aproximada del régimen de olas puede, en general, calcularse combinando los resultados :

- por una parte, de las mediciones in situ, hechas a proximidad del sitio en un corto período (a menudo solo algunos meses) ;
- por otra parte, de las estadísticas de observaciones hechas en un largo período y abarcando un area de mar grande.

Ello permite estimar la probabilidad de ocurrencia de una altura dada de ola y hacer hipotesis sobre intervalos de períodos y direcciones de procedencia por tomar en cuenta.

Las consecuencias prácticas de las incertidumbres y de las aproximaciones inherentes a este método son limitadas, ya que las alturas máximas de las olas son limitadas por la rompiente y que los sectores de incidencia son tanto mas reducidos por refracción que los períodos son más largos. Esto deja de ser verdadero por un dique en aguas profundas y sin abrigo, obra que exige una definición mucho más precisa de los tres parámetros : altura, período y dirección.

En primer lugar, como se puede ver en la figura siguiente, los datos disponibles llevan a menudo, para la altura, a una incertidumbre inherente al método de observación y a un riesgo de subestimación que proviene del hecho que las mediciones son tomadas a profundidades menores que las de las obras. Si se admite que las olas más altas medidas corresponden solamente a $H_{1/10}$ mar afuera, se introduce un riesgo de reducción del orden de 0,7. Ello, combinado con un margen de incertidumbre media de 10 % hace posible subestimar la altura en un 30 a 40 % y calcular el peso unitario con un riesgo de error de $(1,3 \text{ a } 1,4)^3 = 2,2 \text{ a } 2,75$.

Este resultado está de acuerdo con lo que se sabe sobre la revisión de las características de una importante obra española en construcción ya muy avanzada.

Se sabe igualmente que, por razones que se mencionan a continuación, y a pesar de las formulas classicamente utilizadas, fenómenos ligados al período influyen directamente sobre la estabilidad.

Por otra parte, las olas de origen lejano poseen un máximo de energía a menudo comprendido en el intervalo de período 15 - 20 s. Dichas olas tienen una longitud de onda, mar afuera, de 400 a 600 m y las variaciones del relieve sub-marino, a partir de fondos de 150 m, influyen en su propagación.

Como consecuencia, la dirección de aproximación correspondiente al máximo de energía del oleaje, la cual puede situar una de estas irregularidades barlovento de una obra, tiene que ser conocida con la mayor precisión. El método que consiste a proyectar las ortogonales a partir de las observaciones cerca de la costa (figura a continuación) no permite una buena determinación, pero ilustra bien la importancia del efecto del fondo entre mar afuera, el sitio de la obra y el punto de observación de las direcciones.

En estas condiciones, y mientras no se dispongan de mediciones precisas, durante lapsos de tiempo suficientes, para los sitios expuestos y profundos, la prudencia se impone y además de utilizar los métodos arriba mencionados, se recomienda hacer tres determinaciones suplementarias :

- proceder a algunas reconstituciones de los "campos" de olas mar afuera, a partir de los campos de viento correspondiendo a las situaciones meteorológicas las mas características, por medio de métodos manuales o mejor aún, con programas del tipo DSA 5 de la Meteorología Francesa,
- detectar los eventuales efectos de la refracción por medio de una exploración detenida, con pequeños intervalos de dirección y gran densidad de ortogonales,
- precisar estos efectos, si es necesario, utilizando un modelo físico reproduciendo un area bastante grande (facilitado por el valor elevado de los períodos y las profundidades a reproducir).

- 5 - Los criterios habituales de estabilidad fuertemente influidos por el uso de la fórmula de HUDSON, negligjen ciertos efectos, de poca influencia sobre las obras en aguas poca profundas, pero de consecuencias graves por las obras en aguas profundas.

Ello resulta, por lo esencial, de dos factores :

- a) Los estudios básicos de HUDSON y de sus predecesores se refieren a taludes en enrocados para los cuales el factor principal es la gravedad y cuya estabilidad es poco sensible al efecto de los períodos, de donde la elección de una fórmula donde T no figura y la elección de un coeficiente de estabilidad único, del orden de 3, para caracterizar estos bloques.
- b) La determinación de coeficientes utilizables en la misma fórmula para otros tipos de elementos, resultó, al origen, de ensayos en modelos reducidos o en profundidades limitadas, los cuales no tomaban en cuenta las olas de altura excepcional por una parte, y por otra parte el efecto de rupturas eventuales de los elementos en concreto, más o menos frágiles.

Cuando estos coeficientes son aplicados en el caso de estructuras profundas se da poca importancia al hecho que la ganancia de peso unitario permitido por los bloques con elevado coeficiente de estabilidad se obtiene por los efectos complejos de acunación e imbricación. Así, la experiencia de la naturaleza y de los modelos muestra que, cuando un revestimiento de este tipo está expuesto a olas cuyas alturas no son limitadas por rompimiento, el comienzo de destrucción puede intervenir bajo el efecto de un pequeño número de olas excepcionales que destruye la imbricación de los bloques, y suele continuar con olas de menor altura a las cuales el dique habría podido normalmente resistir.

Fisicamente, esta dislocación interviene bajo el efecto de las corrientes inducidas por las olas dentro del manto y de los esfuerzos que dichas corrientes ejercen sobre los bloques. Así se entiende que, a igual altura de ola, la estabilidad está influida por el período, como lo muestra claramente la figura siguiente sobre la cual se observa que el límite a partir del cual se destruyó el manto (alrededor de 4,5 a 5 m/s en este caso), está alcanzado solamente por las alturas de 10 - 11 m con $T = 16$ a 18 s, contra 14 - 15 m por $T = 14$ s y que no está alcanzado por $T = 22$ s. Incidentalmente, se comprobará que, por $T = 14$ a 16 s los valores del parámetro $\xi = Tg \alpha / \sqrt{H/L_0}$ están precisamente dentro de la zona crítica señalada por BRUUN y GÜNBAK.

En la práctica de la concepción de los rompeolas, ello significa que, por las pendientes usuales y pares de valores de H y T desgraciadamente frecuentes en los temporales de origen lejano, el límite de ruptura se aproxima peligrosamente al de los daños aceptables. Así lo sugiere la figura siguiente, deducida de trabajos recientes del laboratorio de WALLINGFORD. Mientras la razón de las alturas de las olas produciendo respectivamente daños tolerables y ruptura es del orden de 1,7 a 2, a todos los períodos, con los enrocados, se reduce a 1,1 o 1,2 en los períodos peligrosos por los dolosse; los tetrapodos ocupan un lugar intermedario. Si el vocable de obra "funjible" ha sido utilizado para caracterizar la lenta destrucción de un dique a talud, ese de obra "licuable" podría caracterizar la destrucción, bajo ciertas condiciones, de mantos en bloques muy elaborados y mal diseñados.

De ello resulta que los criterios de estabilidad aplicables a estos bloques deben comportar un margen apreciable de seguridad y prever, por las condiciones extremas de las olas, un porcentaje de daños menos elevado que por los bloques "gravitarios" que son menos afectados por los efectos de imbricación y de escurrimiento internos.

- 6 - Lo que acabamos de exponer demuestra igualmente que la selección de la ola de proyecto no puede, para estas obras en aguas profundas que utilizan bloques artificiales, seguir basándose en parámetros estadísticos simples tal como la altura significativa y el período medio (por medio del "zero up crossing"). Es necesario volver a la estructura física real del oleaje con el fin de estimar correctamente los riesgos de occurencia de olas excepcionales, sus ordenes de sucesión posibles dentro de los trenes de olas, la frecuencia de su repetición y los períodos que le son asociados.

Queda mucho que hacer en este dominio para reducir las incertidumbres actuales. Sin embargo, el examen de los espectros característicos de los temporales a los cuales la obra podría ser expuesta ya proporciona informaciones importantes.

En efecto, los resultados ya conocidos establecen :

- la correlación positiva que existe entre las alturas de las olas y los períodos que le son asociados,
- los séquitos de olas que caracterizan los espectros más frecuentes,
- los peligros particulares que resultan, por las obras, de los oleajes de gran energía y a espectros estrechos en los cuales las secuencias de 8 a 10 olas muy altas y de períodos largos son frecuentes, como esó fué el caso el 26 de febrero de 1978 en las costas de Portugal, Marruecos y Francia.

- 7 - Frente a estas nuevas preocupaciones del ingeniero proyectista, las técnicas de simulación en modelos deben adaptarse igualmente a las condiciones particulares de las obras en aguas profundas.

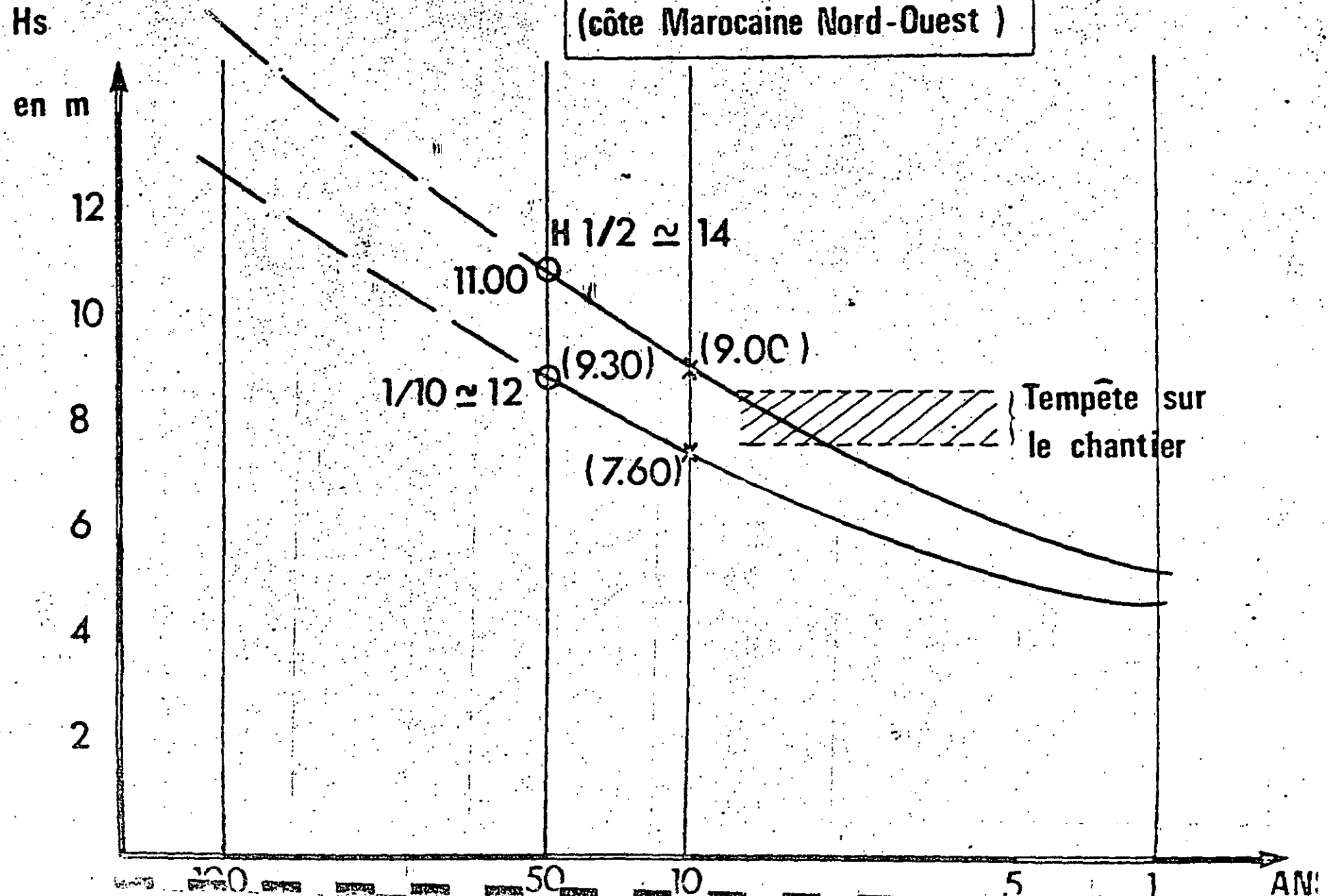
El esfuerzo principal, en este dominio, va hacia modelos de generación de oleaje que puedan simular los efectos de secuencias de olas excepcionales, sin alejarse de las reglas fundamentales de toda experimentación : permitir la mediciones y quedar repetibles. Este vasto tema puede solamente evocarse aquí, con la indicación de que recientes perfeccionamientos permiten generar, en estanques de ensayos de estabilidad, por ejemplo por medio de métodos de elección matemáticos, los más variados tipos de secuencias cortas aleatorias, cada una pudiendo repetirse a voluntad.

- Al fin de esta relación, surge una interrogación : ¿ en las condiciones séveras que deben afrontar los diques en aguas profundas, es la solución de los diques a talud la más indicada? ¿ Al límite, aún está razonable ? Si las alturas significativas a considerar son de 10 a 12 m, si los criterios de daños van asociados a alturas del tipo $H1/10$, las alturas de olas a tomar en cuenta para el cálculo son, por lo menos, de 15 m.

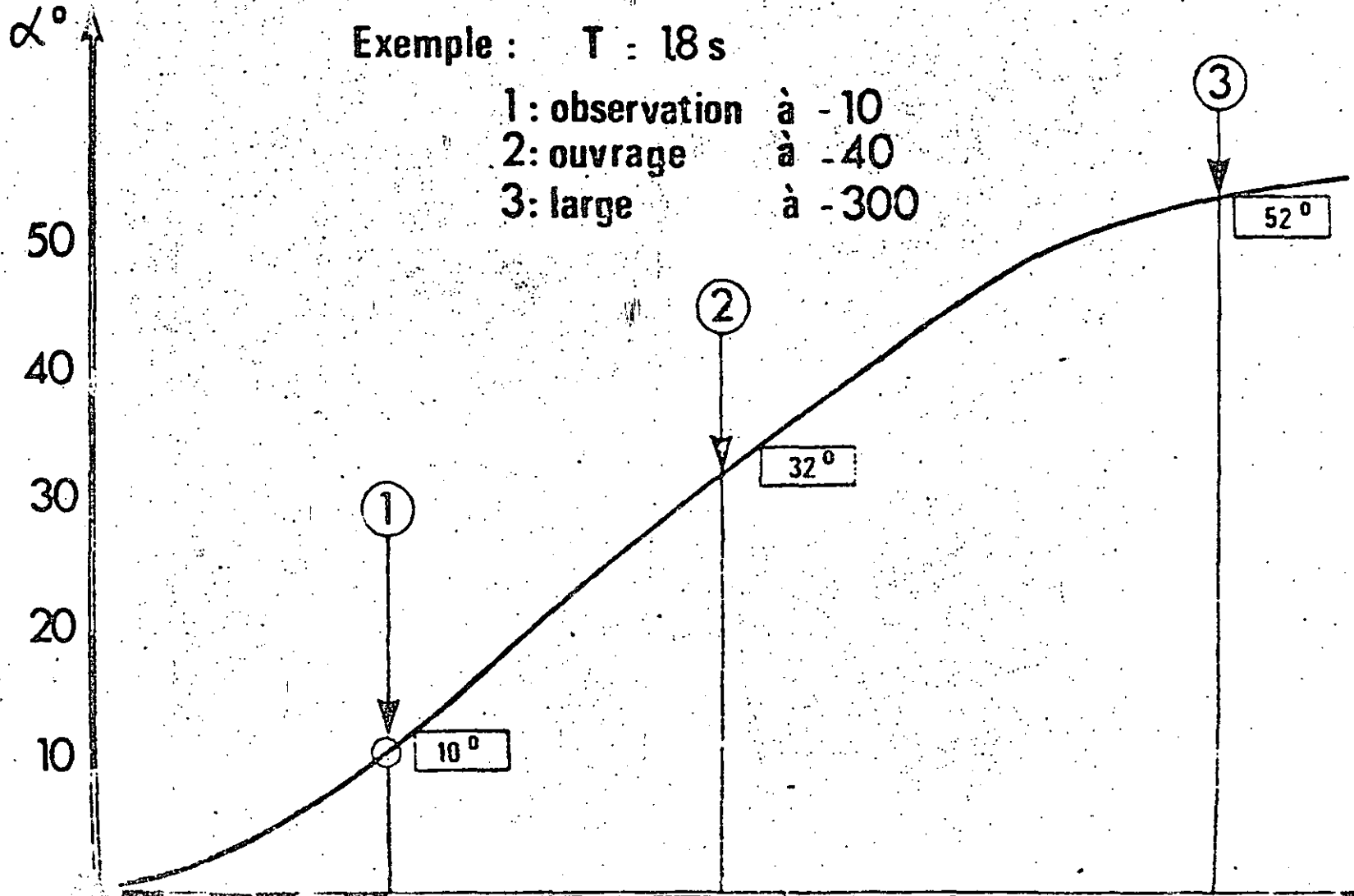
¡Ello conduce, para un tetrapodo, a un peso unitario del orden de 250 t!
En estas condiciones, la evolución en un futuro próximo de la concepción de este tipo de obra, podría volver a considerar la solución de diques mixtos, o perfiles compuestos, asociando un dique clásico y bermas sumergidas.

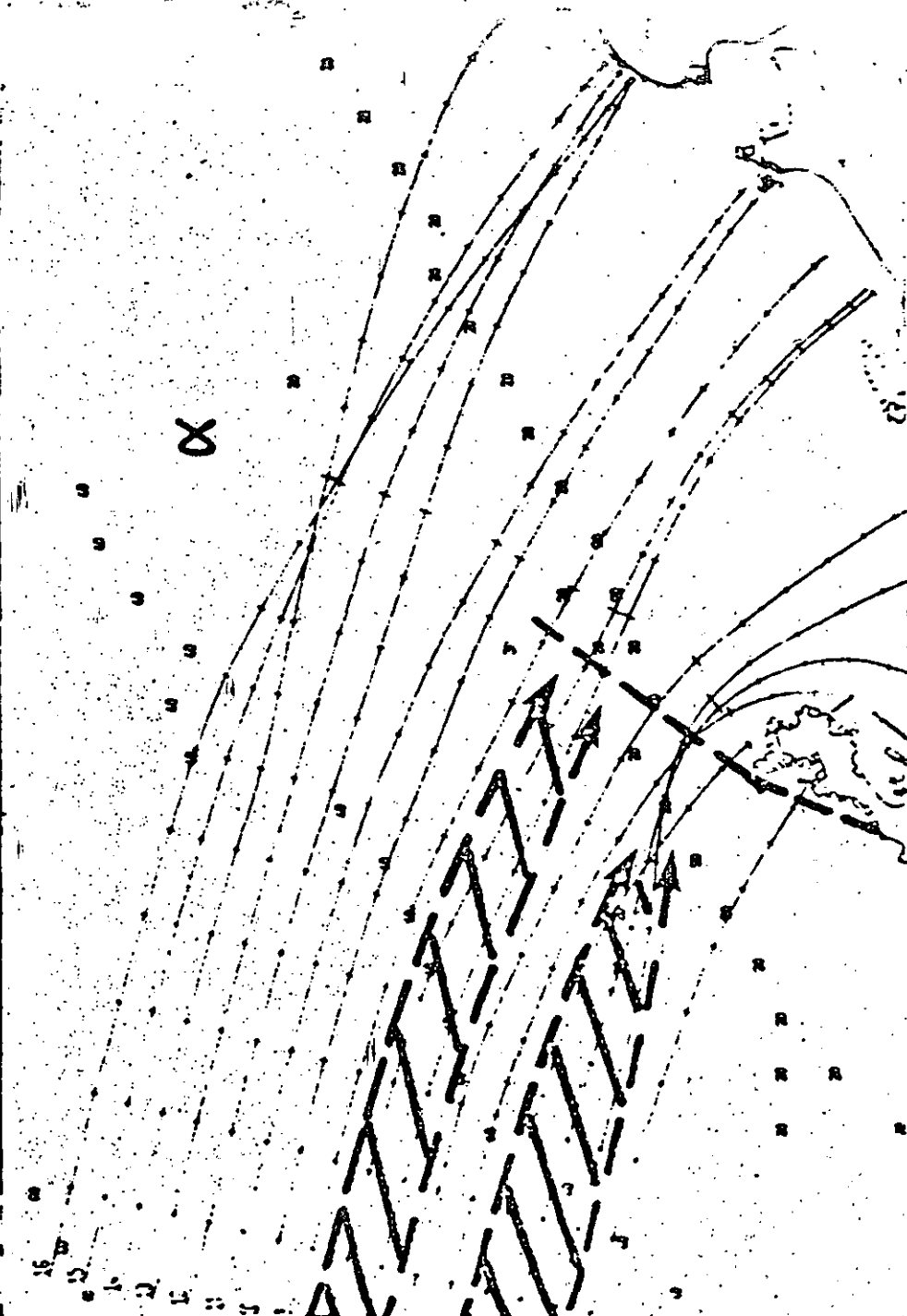
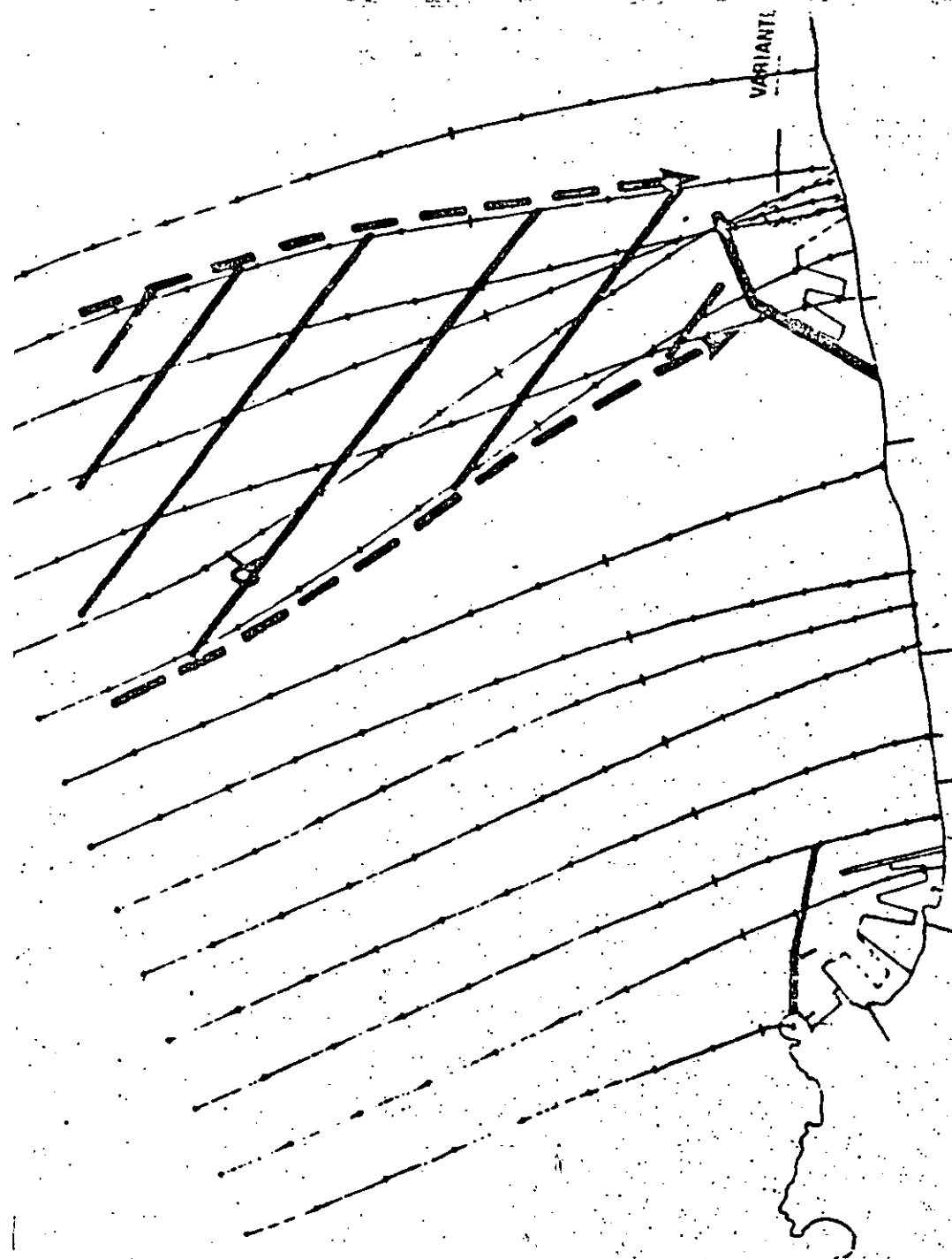
PORTS	CARAPACE	FETCH (km)	FONDS NATURELS (m)	MAREE (m)	PROFONDEUR (m)	HOULE DE	PROFONDEUR
						PROJET (m) \approx	H. PROJET
JIA TAURO (CONSTRUCTION)	Dolos : 15t T : 25t	> 600	- 60	0 à 0,50	60	7	8,33
SINES (CONSTRUCTION)	Dolos : 16m ³ 40t	> 2000	- 45	3,80	49	11	4,55
NTIFER (CONSTRUIT)	Cubes rainu- res 24t	200	- 22	8,50	30,5	7	4,35
WOTIACO sport (CONSTRUIT)	Enrochement 4 à 10t	600	- 20	1,00	21	4,50	3,33
NIAMEDIA (PROJET)	T : 53t	> 2000	- 25	4,00	29	9,75	2,94
LDANHA (PROJET NON RETENU)	Dolos : 26t	/	- 20	3,0	23	7,5	3,12
DRF (PETROL) (PROJET)	Dolos : 30t	> 2000	- 24	4,00	28	9,75	2,86
ZEW EL JE- D (EN CONSTRUCTION)	T. 48t	800	- 25	1,00	26	10	2,63
RF (MINERALIER) (CONSTRUCTION)	T : 48t	> 2000	- 16	4,00	20	9,0	2,22
JIJEL (PROJET)	T : 48t	800	- 18	1,00	19	9,5	2,00
KIKBA (CONSTRUIT)	T. 40t	800	- 16	1,00	17	10	1,69
BAO (COUVREAGE) (PROJET)	Cubes	> 2000	- 25	4,00	39	12	3,25

PROBABILITE D'OCCURENCE
DES HAUTEURS DE VAGUES
(côte Marocaine Nord-Ouest)



REFRACTION DES HOULES LONGUES





PERIODE ET ECOULEMENTS DANS LA CARAPACE

D'APRES LANGLAIS - L.C.H.F

vitesse moyenne maxi en m/s

COMPOSANTE VERTICALE
ASCENDANTE

6

5

4

3

2

1

ZONE DANGEREUSE POUR DOLOSSE 42 t

T: 16s

T: 14s

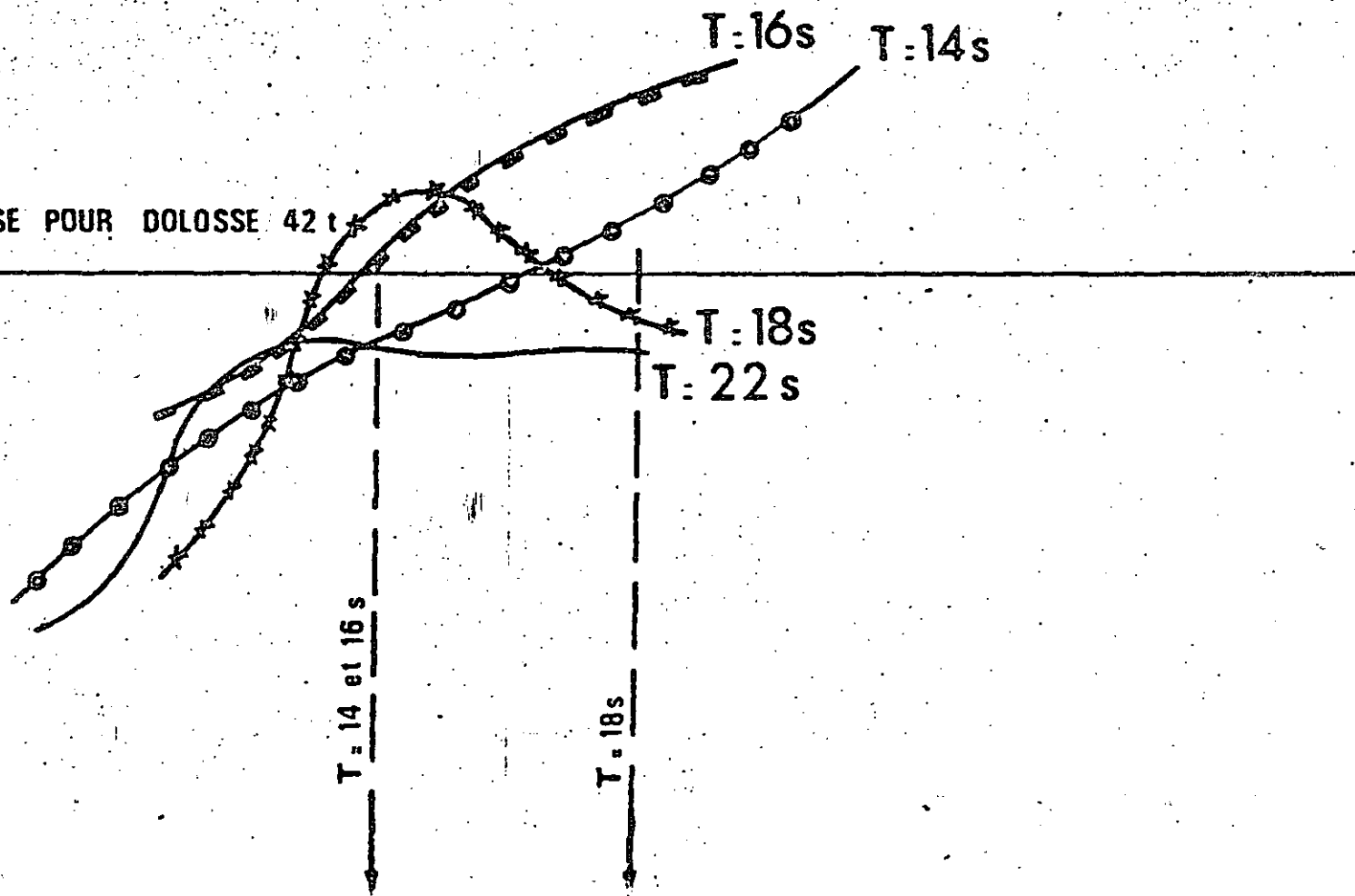
T: 18s

T: 22s

T = 14 et 16 s

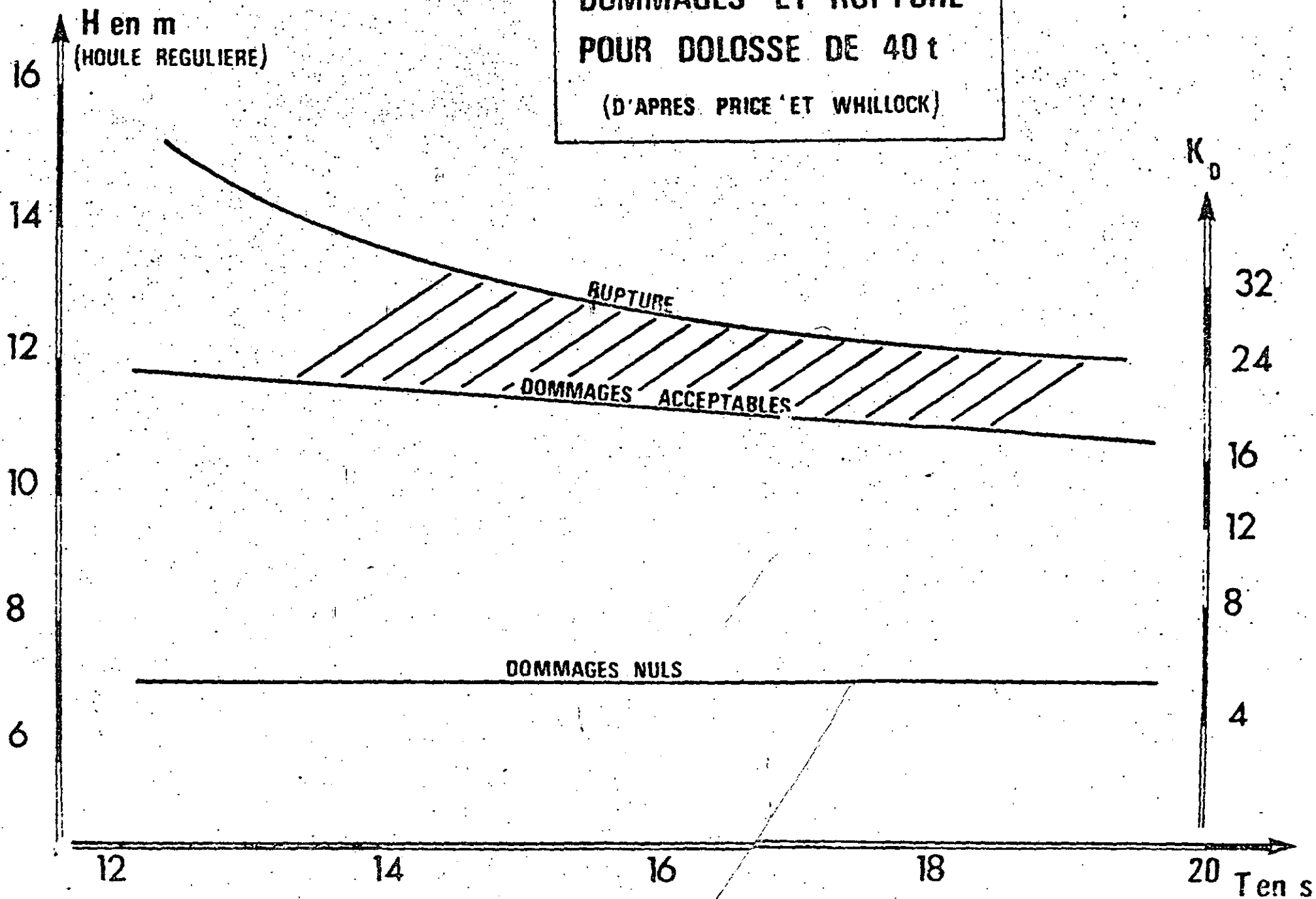
T = 18s

Hs



**DOMMAGES ET RUPTURE
POUR DOLOSSE DE 40 t**

(D'APRES PRICE 'ET WHILLOCK)



QUINCENA TECNICA FRANCESA DE MEXICO

(5-16 de noviembre, 1979)

IMPORTANCIA DE LOS NUEVOS DATOS EN EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS EN AGUAS PROFUNDAS

Por. C. ORGERON, Director de Estudios
y Jefe del Departamento de Hidráulica
Marítima y Oceanográfica del L.C.H.F.

1. Para abrigar, en lugares muy expuestos, estaciones de arrimo de grandes barcos (barcos-tanque o transportadores de minerales) han sido proyectados (y construídos o en curso de construcción), muelles en aguas profundas, desde hace una docena de años.

Ese término de muelle en aguas profundas se refiere a obras contra las cuales pueden chocar olas cuya altura no queda limitada por la reventazón. Si se admite, como orden de magnitud las relaciones: 1.3 entre la altura de las olas en alta mar y al reventar, de 1.7 a 2 entre las alturas máximas y significativas de las olas, resulta entonces si se desprecian los efectos de refracción que un muelle será de agua profunda si está construído en fondos del orden de 2.5 a 3 veces la altura significativa de la marejada de proyecto.

2. Se ven, en la tabla a continuación, en la que figuran once proyectos o realizaciones recientes, seleccionados entre los más representativos, que se ha seguido prefiriendo los diques de talud con, las más de las veces, revestimientos de bloques artificiales (excepto SALDANHA que es de arena al 10/1 y MONACO-SPORTING de enrocados). Por consiguiente, en una situación nueva - la exposición plena a tempestades de alta mar - han sido aplicadas soluciones clásicas. Si se exceptúan ciertas disposiciones constructivas debidas a que hubo que adaptar el lugar de la obra para

poder utilizar equipos terrestres y náuticos modernos, las principales novedades han concernido las características de los revestimientos para los cuales se ha buscado sistemáticamente:

- por una parte un perfil y unas condiciones de trabajo que permitieran la mejor utilización del equipo y el avance más rápido posibles.

- por otra parte, una combinación de los cuatro parámetros de la estabilidad (masa, peso específico, fricción e imbricación) que mejor correspondieran a las especificaciones del proyecto y a las condiciones del lugar y de la obra.

En la práctica, han sido escogidas principalmente:

- los tetrapodos de gran tamaño (16 a 22 metros cúbicos), de peso específico hasta de 3 toneladas por metro cúbico, como en SKIKDA.

- los dolosses, cuya capacidad de imbricación permite, por lo menos teóricamente, una fuerte reducción de los pesos unitarios.

- el cubo ranurado, cuyo comportamiento es apreciablemente mejor que el del cubo (presión y fricción) y se fabrica con la misma facilidad.

3. A pesar de que ha transcurrido demasiado poco tiempo para poder juzgar la validez de tales medios, resalta de

manera evidente que las incertidumbres y las dificultades experimentadas durante los estudios los incidentes y los daños sufridos por aquí y por allá, durante la construcción o después (SKIKDA, BILBAO, JORG LASFAR, SINES ...) justifican un nuevo examen de casi todos los procedimientos, que es a lo que se han avocado, desde hace ya algún tiempo, sobre una base internacional, especialistas de laboratorios y de bufetes de investigación, empresas y directores de obras.

Este examen se refiere esencialmente al conocimiento del régimen de las marejadas, a la selección de los criterios de estabilidad y a las técnicas de simulación. Cada uno de estos temas presenta múltiples aspectos y nosotros trataremos, en lo que sigue, de subrayar las tendencias y de poner en relieve las opiniones generalmente aceptadas.

4. Para las construcciones en aguas de profundidad media ($d/H \approx 1.5$ a 2 aproximadamente) pueden determinarse en general, regímenes válidos de las marejadas combinando los resultados:

- por una parte, de medidas in situ realizadas cerca del sitio, durante un lapso de tiempo corto (frecuentemente sólo unos meses).

- por otra parte, de estadísticas de observaciones, hechas durante un tiempo largo, que abarquen con frecuencia áreas muy extensas.

Esto permite estimar la probabilidad de que ocurra una alta dada de las olas y formular hipótesis sobre los intervalos de los períodos y los sectores de donde debe considerarse que pueden provenir.

Las consecuencias prácticas de los márgenes de error y de las aproximaciones propias de este método tienen sus limitantes debido a que, por una parte, las alturas de las olas más fuertes quedan limitadas por la reven-tazón y a que, por otra, los sectores de incidencia son tanto más reducidos por refracción cuanto más largos son los períodos.

Lo anterior ya no vale para un dique profundo y expuesto, para el cual hay que definir de manera más precisa los tres parámetros altura, período y dirección.

En primer lugar y como lo muestra la figura siguiente, los datos de que se dispone actualmente llevan, por lo que toca a la altura, a un margen de error, propio del método y a un riesgo de subestimación, si las medidas se hacen en profundidades menores que las de las obras. Si se acepta que las olas más altas medidas corresponden a sólo la décima parte de la altura en alta mar, el riesgo de un error en menos es de aproximadamente 0.7. Si se supone un margen de error medio del 10%, se estimará, en menos, la altura en un 30 a 40%, y en el peso unitario el riesgo de error será

de (1.3)³ a (1.4)³ es decir 2.2 a 2.75. Estos valores concuerdan con lo que se sabe relativamente a la revisión de las características de una obra española importante, cuya construcción se encuentra muy adelantada.

Se sabe también que, por las razones que se exponen más adelante y a pesar de lo que dicen las fórmulas usuales, ciertos fenómenos físicos, ligados a la periodicidad, influyen directamente en la estabilidad. Por otra parte, los oleajes que vienen de lejos, poseen un máximo de energía que frecuentemente cae dentro del intervalo de período 15 - 20 segundos. En alta mar su longitud de onda es de 400 a 600 metros y las irregularidades del suelo submarino, a partir de profundidades de 150 metros, afectan su propagación.

Consecuentemente, la dirección de llegada del máximo de energía de la marejada, que puede ser tal que una de esas irregularidades a "barlovento" de una construcción, debe ser conocida con la mayor precisión. El método que consiste en trazar líneas ortogonales a partir de observaciones hechas desde la costa (figura a continuación) es demasiado sensible al error para permitir una buena determinación, pero muestra claramente la importancia del efecto de los fondos entre alta mar, el lugar de la construcción y el punto de observación de las direcciones.

En tales condiciones y mientras no se disponga de medidas fiables de duración suficiente en los lugares expuestos y profundos, se recomienda por prudencia, además

de la aplicación de los métodos anteriores, proceder a tres determinaciones más:

- reconstituir algunos campos de majeradas en alta mar, partiendo de los campos de vientos derivados de las situaciones meteorológicas más características, por métodos manuales o, de preferencia, con programas tipo DSA de la Meteorología Francesa.

- detectar los efectos eventuales de refracción mediante una exploración detallada a la vez de los intervalos de dirección y de distancia de las ortogonales.

- precisar esos efectos, de ser necesario, por medio de un modelo físico de gran capacidad (lo cual es facilitado por los altos valores de los períodos y de las profundidades por reproducir).

5. La selección de los criterios de estabilidad, muy influenciada por la utilización falta de espíritu crítico de la fórmula de HUDSON, ha propendido a despreciar ciertos efectos, que si bien han sido de poca importancia en las construcciones poco profundas, en cambio han tenido graves consecuencias para las construcciones profundas. Lo anterior resulta esencialmente de dos circunstancias.

- a) Los trabajos de base de HUDSON y de sus antecesores se refieren a revestimientos de enrocados en los cuales es predominante la gravedad y cuyo comportamiento resultó poco

influenciado por los períodos; de allí que se escoja una fórmula en la que T no aparece y un coeficiente de estabilidad único, de valor 3 más o menos para caracterizar el desempeño de esos bloques.

b) Los valores de los coeficientes, de la misma fórmula, para otros tipos de elementos, fueron determinados, en un principio, mediante ensayos en modelos de marejada regular o en poca profundidad que no tomaban en cuenta, por una parte, las olas excepcionalmente altas y, por otra, el efecto que podía tener la ruptura de elementos de concreto más o menos frágiles.

Al aplicar tales coeficientes al caso de construcciones profundas, se toma más en cuenta el hecho que la ganancia en el peso unitario, que permiten los bloques de alto coeficiente de estabilidad, es debida a efectos complejos de presión y de trabazón. Ahora bien, la experiencia que se tiene de la naturaleza y de los modelos muestra que, cuando un revestimiento de ese tipo queda sometido a una marejada real en la que las olas más grandes no hayan perdido nada de su altura, el comienzo de la destrucción pueden ocasionarlo un corto número de olas excepcionales, que dislocan el conjunto y después proseguir con olas de menor altura a las cuales el muelle debería haber resistido normalmente.

Físicamente, tal dislocación se debe a los escurrimientos inducidos por la marejada a través del revestimiento y

a los esfuerzos que ejercen sobre los bloques. Ahora bien, para olas de una misma altura, esos escurrimientos son influenciados por el período, como lo muestra claramente la figura siguiente en la que se puede ver que el umbral para el cual los bloques comienzan a "volar" (4.5 m/seg. aproximadamente en este caso) es alcanzado para alturas de 10 a 11 metros solamente, para $T = 16$ a 18 segundos, contra 14 a 15 metros para $T = 14$ seg. y no lo es para $T = 22$ seg. Incidentalmente, podrá comprobarse que para $T = 14$ a 16 seg., los valores del parámetro:

$$\xi = \frac{T^2 \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$$

caen precisamente en la zona crítica señalada por BRUUN y GUNBAK.

En la práctica del diseño de los diques, lo anterior quiere decir que, con las pendientes usuales y para esos pares de valores de H y de T , desgraciadamente frecuentes en las tempestades de procedencia lejana, el límite de ruptura queda peligrosamente cerca del límite de los daños admisibles, como lo sugiere la figura siguiente, deducida de los trabajos recientes del laboratorio de WALLINGFORD. Es así que, mientras el cociente de la altura de las olas que causan daños admisibles entre la de las olas que producen la ruptura es de 1.7 a 2 para cualquier período en el caso de los enrocados, disminuye hasta 1.1 o 1.2 en los períodos peligrosos para los dolosses, mientras que los te-

trapodos ocupan una posición intermedia. Si el calificativo de "fusible" se ha utilizado para caracterizar la lenta destrucción de un muelle de talud, el de "licuable" podría caracterizar el desmantelamiento, en ciertas condiciones, de los revestimientos de bloques muy elaborados y mal proyectados.

Resulta pues que los criterios de estabilidad aplicables a esos bloques deben admitir un margen apreciable de seguridad y prever, en las condiciones más extremas de las marejadas, un porcentaje de daños más bajo que para bloques menos sujetos a los efectos de trabazón, menos a los escurremientos internos, más "gravitarios".

6. Lo anterior muestra también que la selección de la marejada de proyecto ya no puede, para los muelles en aguas profundas de bloques artificiales, basarse en parámetros estadísticos simples tales como la amplitud significativa y el período (promedio en el "zero-up-crossing"). Un re-examen de la estructura física real es necesario con el fin de evaluar correctamente los riesgos de aparición de olas excepcionales, su agrupamiento dentro de los trenes de olas, la frecuencia con que se repiten y los períodos que les están asociados.

Mucho queda por hacer en ese campo para reducir los márgenes de error actuales pero desde ahora mismo, la consideración de los espectros característicos de las tempesta-

des a las que el muelle quedará expuesto proporciona información valiosa en la medida en que los resultados ya logrados establecen:

- la correlación positiva que exista entre la altura de las olas y los períodos que les están asociados.
- los agrupamientos de olas características de los espectros más frecuentes.
- los peligros que de lo anterior se derivan para las obras cuando se produce una marejada de gran energía y espectro estrecho, en la que secuencias de 8 o 10 olas muy altas y muy largas son frecuentes como fue el caso el 26 de febrero de 1978 en las costas de Portugal, de Marruecos y de Francia.

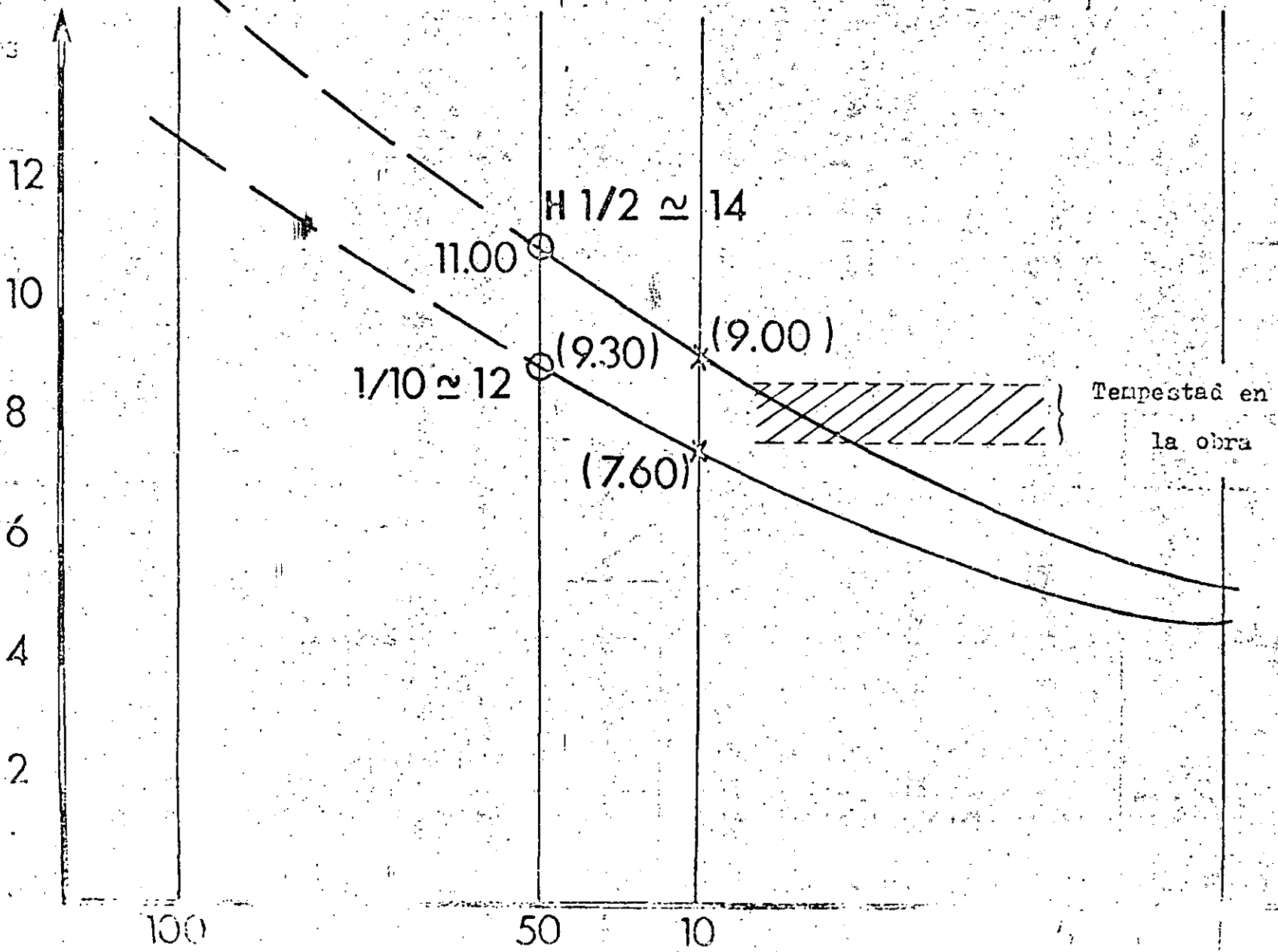
7. Frente a esas nuevas preocupaciones del proyectista, las técnicas de simulación con modelos también deberán adaptarse a las condiciones particulares de las obras en aguas profundas. El esfuerzo principal en este campo se ha concentrado en todas partes en modelos de generación de oleajes que puedan simular los efectos de las secuencias de olas excepcionales; quedando sin embargo sujetos a las reglas fundamentales de toda experimentación: ser mensurable y ser repetitiva. Tan amplio tema sólo puede ser mencionado aquí, indicando que ciertos perfeccionamientos recientes permiten producir, en los tanques de ensayos de estabilidad, por

ejemplo por medio de métodos de sorteo, tipos muy variados de cortas secuencias aleatorias, cada una de las cuales puede repetirse a voluntad.

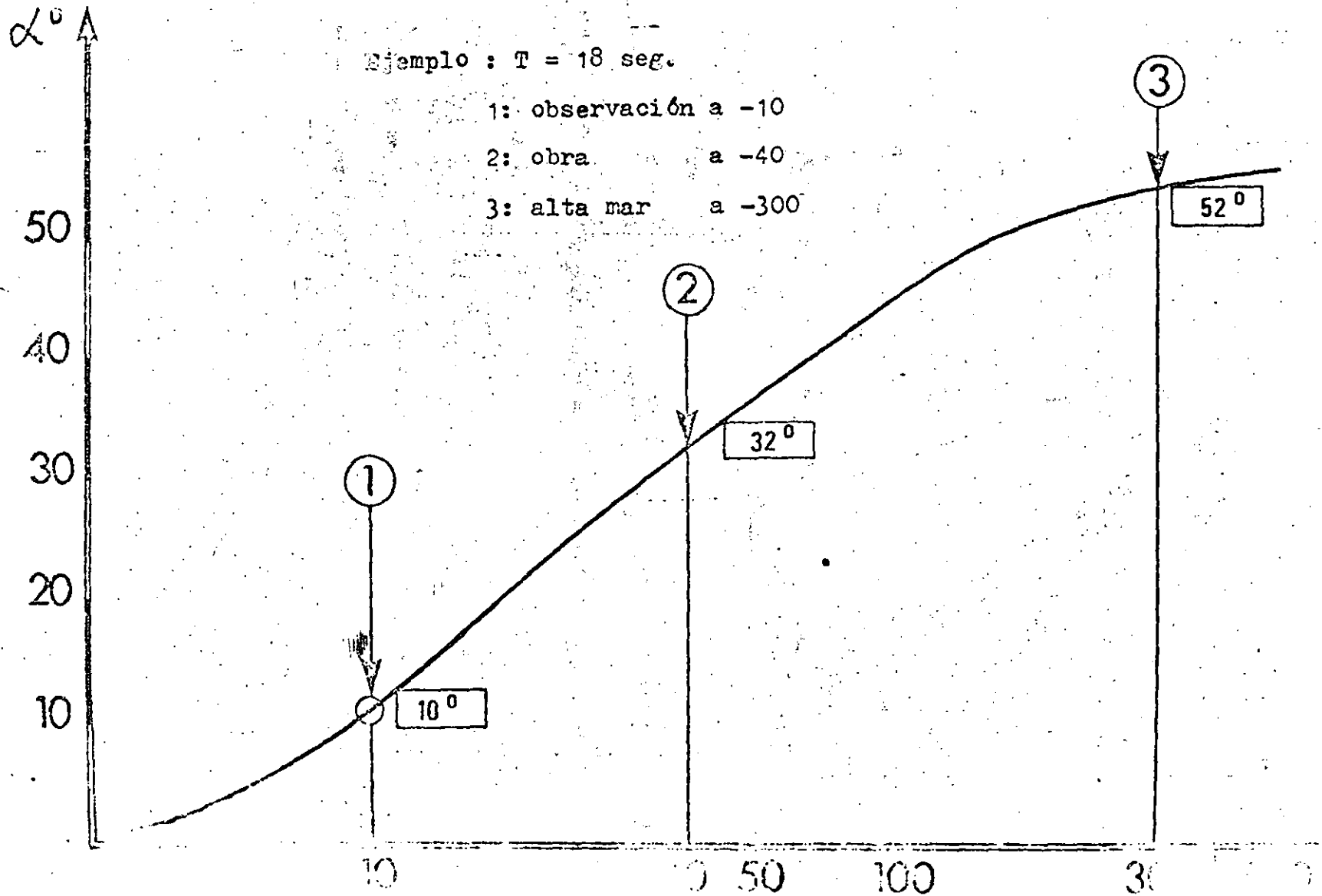
8. Al término de esta exposición surge esta pregunta: en las condiciones adversas a que deben sujetarse los muelles en aguas profundas ¿es la selección de diques en talud la mejor? ¿o siquiera concebible? Si son de considerarse amplitudes significativas de 10 a 12 metros, si los criterios de daños son referidos sólo al decile superior, las alturas de las olas que deberán tomarse en cuenta en el cálculo son de por lo menos 15 metros, lo que, para un tetrapodo hace necesario un peso unitario de alrededor de 250 toneladas. En tales condiciones, la evolución futura en el concepto de este tipo de obras podría consistir en un retorno a los diques mixtos o de perfiles compuestos que asocien a un dique clásico obstáculos que provoquen previamente una reventazón.

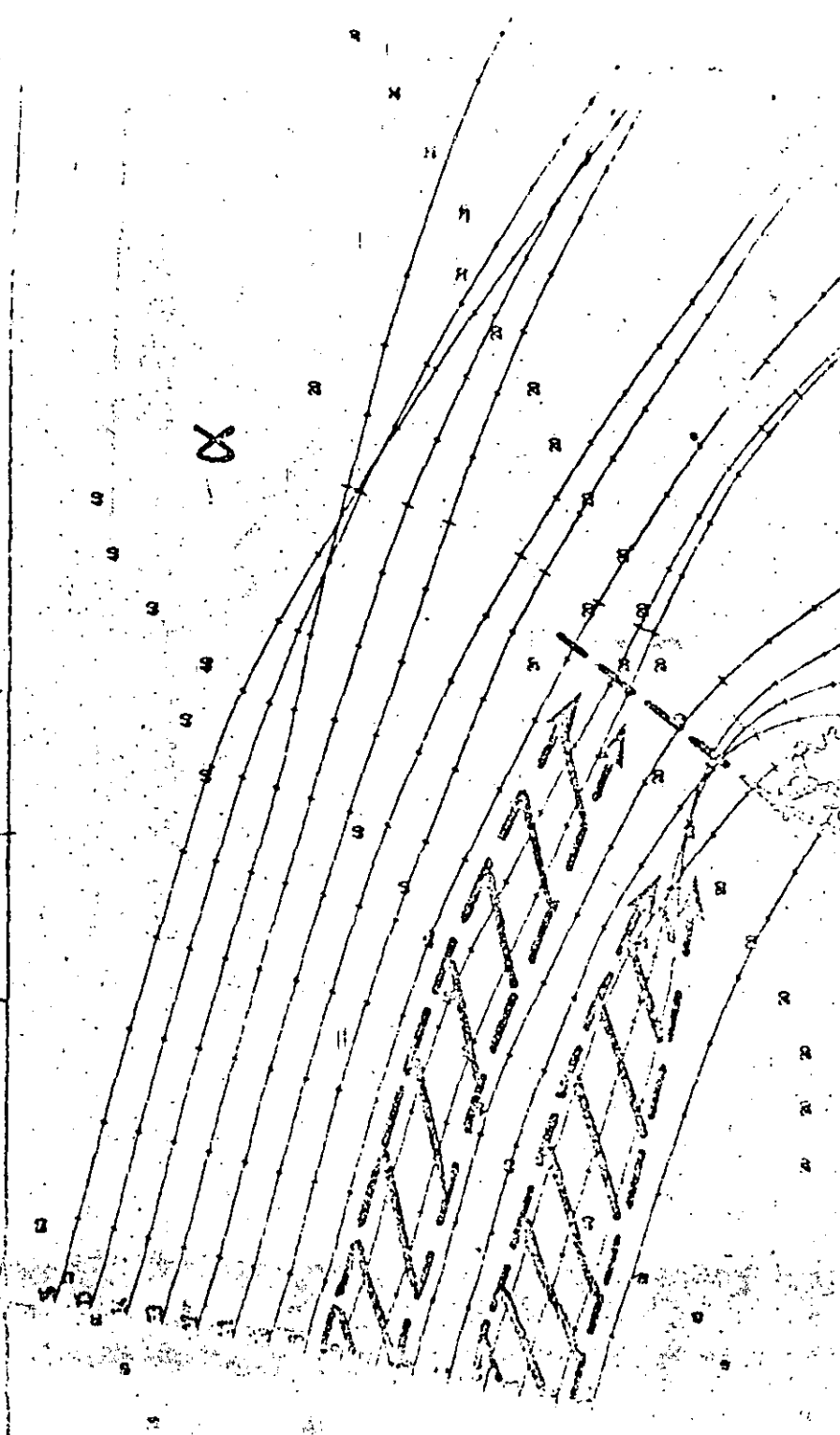
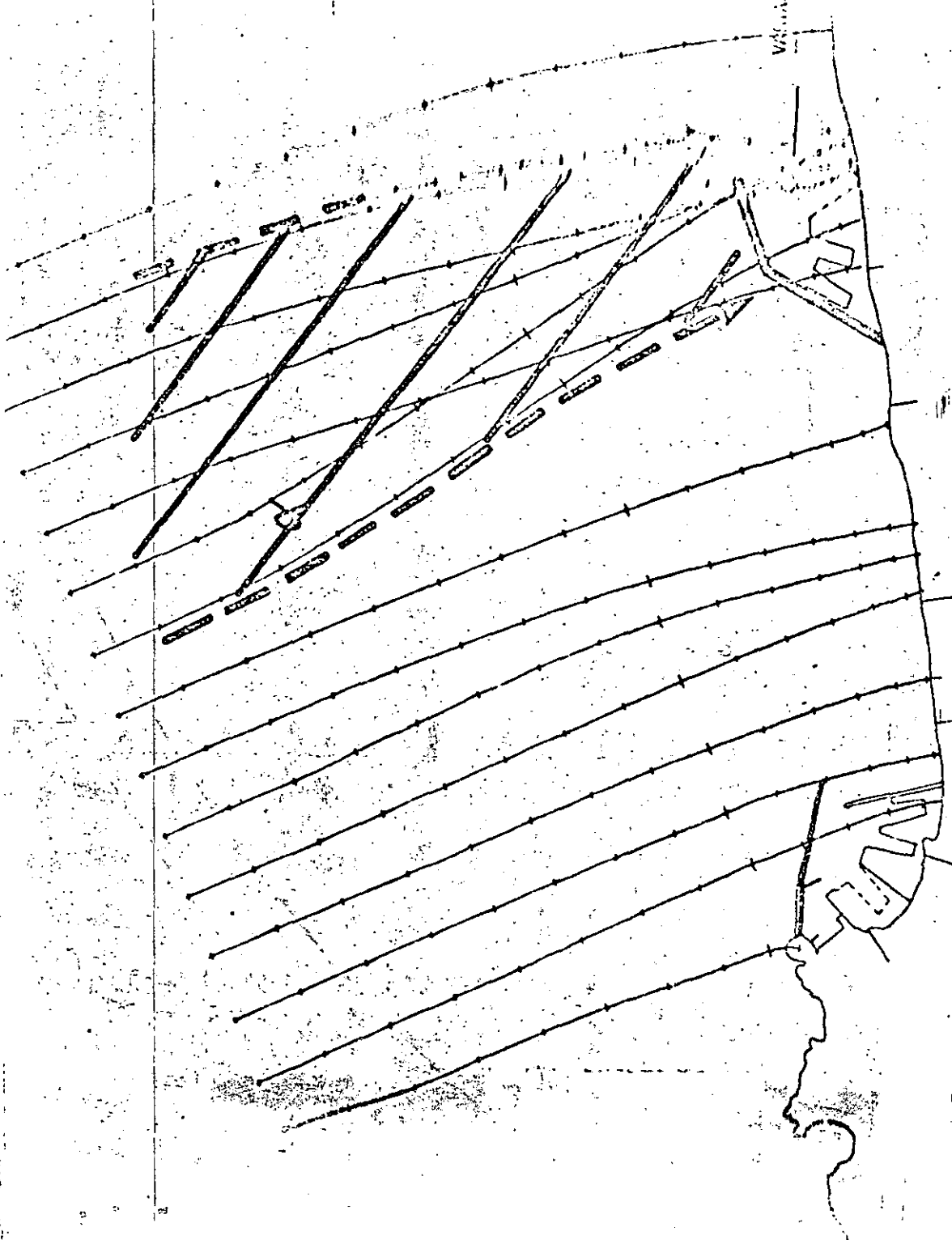
	REVESTIMIENTO	NETOCH (mm)	FONDOS NATURALES (m)	MANEA (m)	PROFUNDIDAD (m)	PARTEJADA DE PROYECTO (%)	PROFUNDIDAD N. DE PROYEC.
LAIA BAURO (en construc- ción)	Dolos: 15 t ^{ON} T: 25 t ^{ON}	> 600	- 60	0 à 0,50	60	7	8,33
CHINES (en construc- ción)	Dolos: 16 m ³ 40 t ^{ON}	> 2000	- 45	3,80	49	11	4,55
ANTIPER (construido)	CUBOS RANU- RADOS 24 ton	200	- 22	8,50	30,5	7	4,35
CHACCO (en construc- ción)	ENROCADO 4 a 10 ton	600	- 20	1,00	21	4,50	3,33
GHAMBIA (proyecto)	T: 53 t ^{ON}	> 2000	- 25	4,00	29	9,75	2,94
MAIDANIA (proyecto escartado)	Dolos: 26 t ^{ON}	/	- 20	3,0	23	7,5	3,12
MP (tanque, proyecto)	Dolos: 30 t ^{ON}	> 2000	- 24	4,00	28	9,75	2,86
EST. EL JE- D (en construc- ción)	T. 48 t ^{ON}	800	- 25	1,00	26	10	2,63
MP (tanque, proyecto)	T: 48 t ^{ON}	> 2000	- 16	4,00	20	9,0	2,22
SIEM (proyecto)	T: 48 t ^{ON}	800	- 18	1,00	19	9,5	2,00
	T. 40 t ^{ON}	800	- 15	1,00	17	10	1,69

PROBABILIDAD DE SUPERVIVENCIA
 DE ALTURAS DE OLAS
 (costa marroquí N=0)



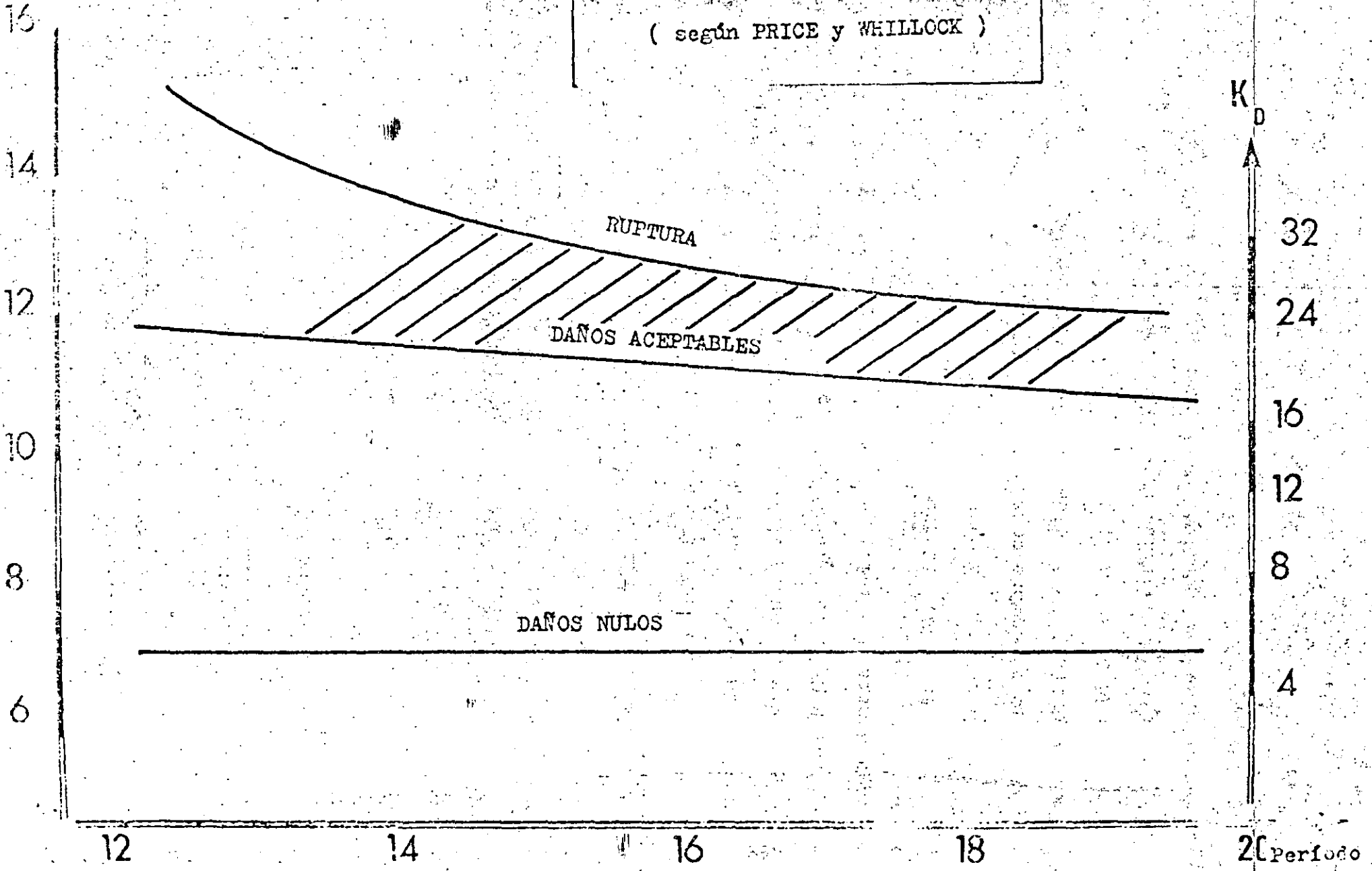
REFRACCION DE LAS MAREJADAS LARGAS





altura H en metros
(ACABAJE REGULAR)

DAÑOS Y RUPTURA
PARA DOLOSSE DE 40 TONELADAS
(según PRICE y WHILLOCK)



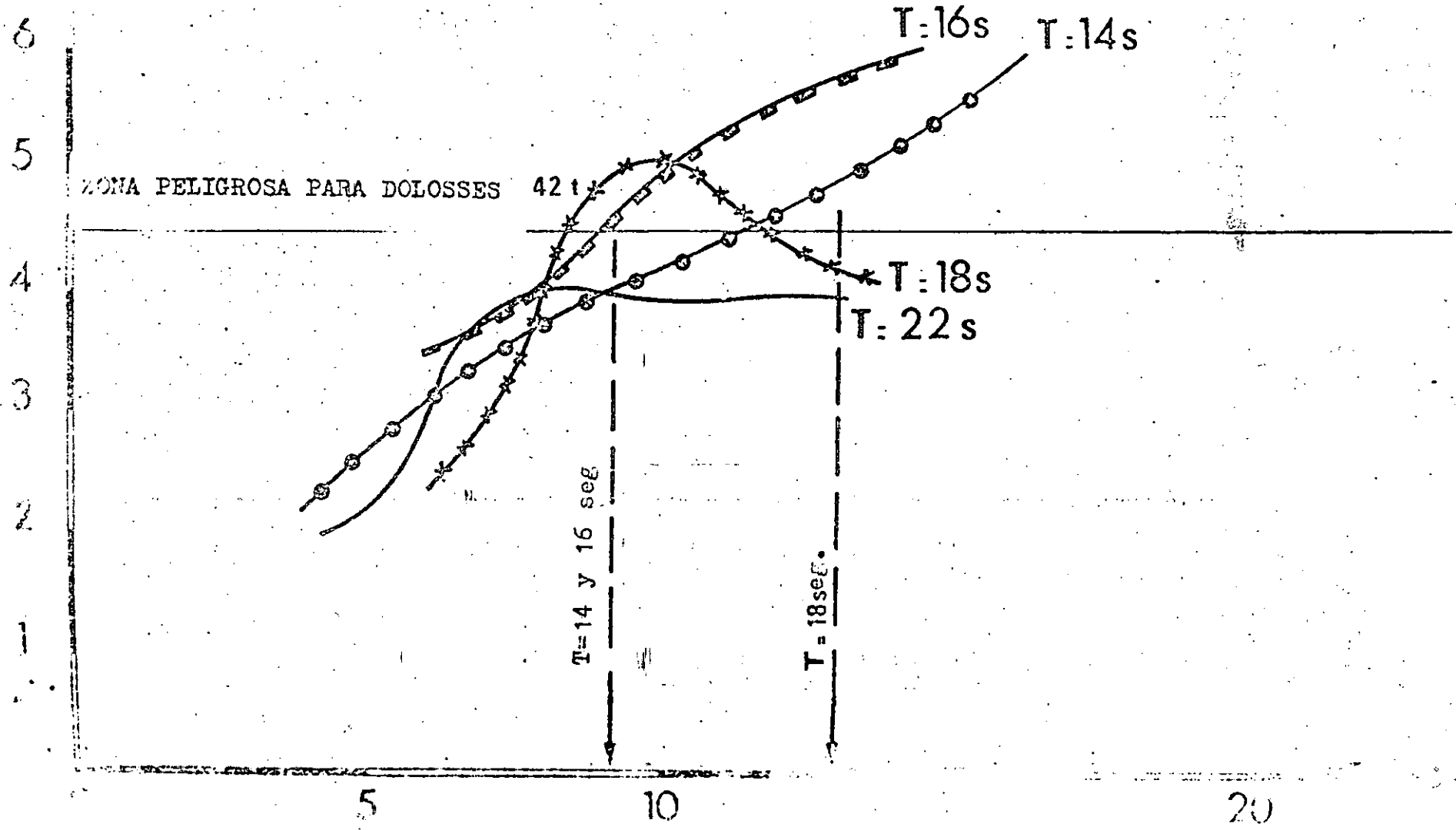
K D

20 Período

VELOCIDAD MEDIA MAXIMA EN METROS/SEGUNDOS

PERIODO Y ESCURRIMIENTOS
EN EL REVESTIMIENTO
según LANGLAIS- L.C.H.F.

Componente vertical
ascendente





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: INGENIERIA MARITIMA. MODULO: "CONSTRUCCION DE OBRAS
MARITIMAS" DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO.
MEXICO, D.F.

A C C R O P O D E .

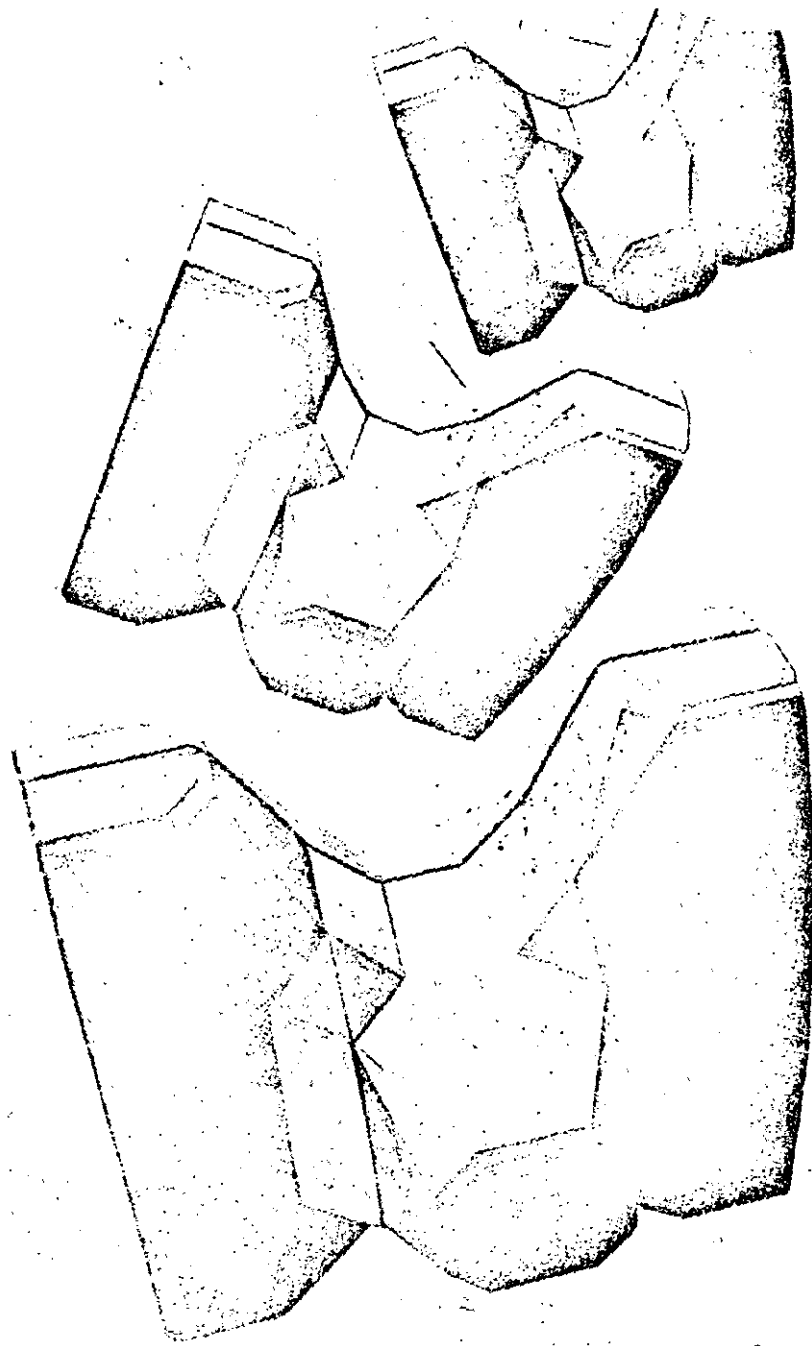
ING. JULIO PINDTER VEGA.
JUNIO 1985.

ACCROPODE®

THE SECOND GENERATION BLOCK FOR SEA DEFENCE WORKS

Thanks to its original shape,
the ACCROPODE® block combines the
qualities of strength and stability
to the extent that a single layer of these blocks
suffices to form a reliable protective
facing, thereby procuring a substantial saving.

The block is an invention of Arnauld
Chevallier, an engineer in Sogreah's Port
and Coastal Engineering Department, and
Sogreah owns the ACCROPODE® patent
and trade mark world-wide.



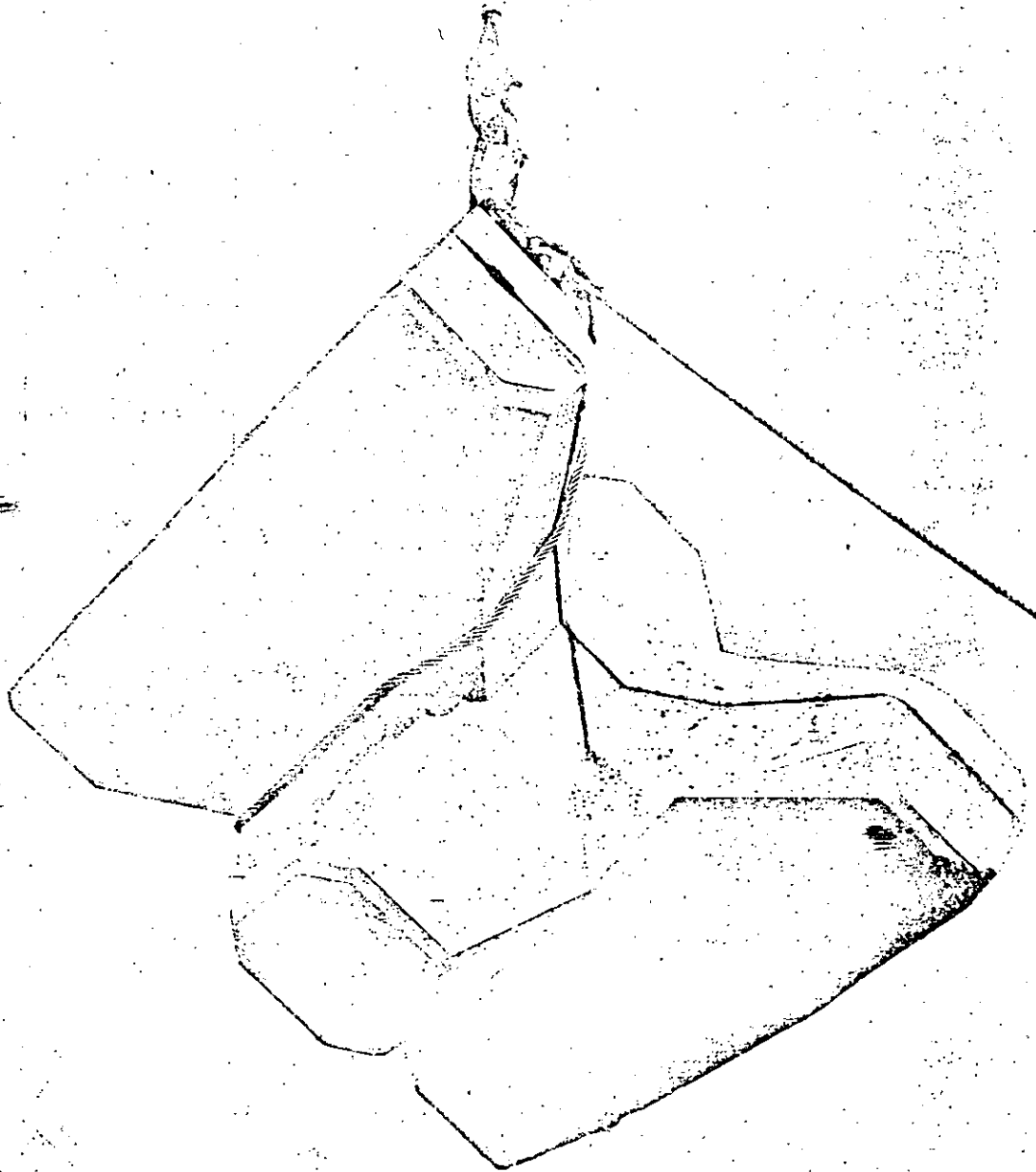
ACCROPODE®

The ideal block
for efficient and
economic protection
of breakwaters

The ACCROPCDE® is an artificial, reinforced concrete block, designed for use in protective facings for sea defence structures (breakwaters, jetties and dykes protecting reclaimed land or coast roads), as well as for river embankments.

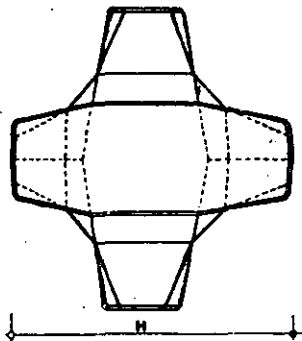
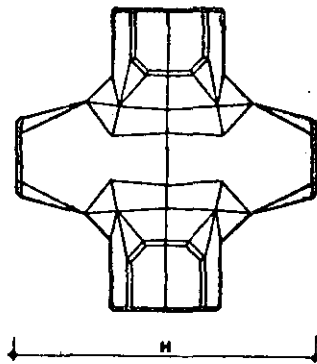
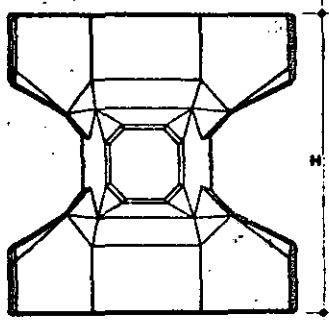
Use of the ACCROPCDE® block:

- guarantees particularly high strength and safety of the structures,
- offers the advantages of simplified fabrication and placing procedures, thus allowing a substantial reduction in construction costs.



354

The ACCROPODE® is efficient



● by its shape

The ACCROPODE® has six solid protuberances, widened at their junction with the central core.

This shape, which eliminates the need for reinforcement, ensures that the blocks key in well together, so that only a single layer is needed to form the facing.

● by its strength

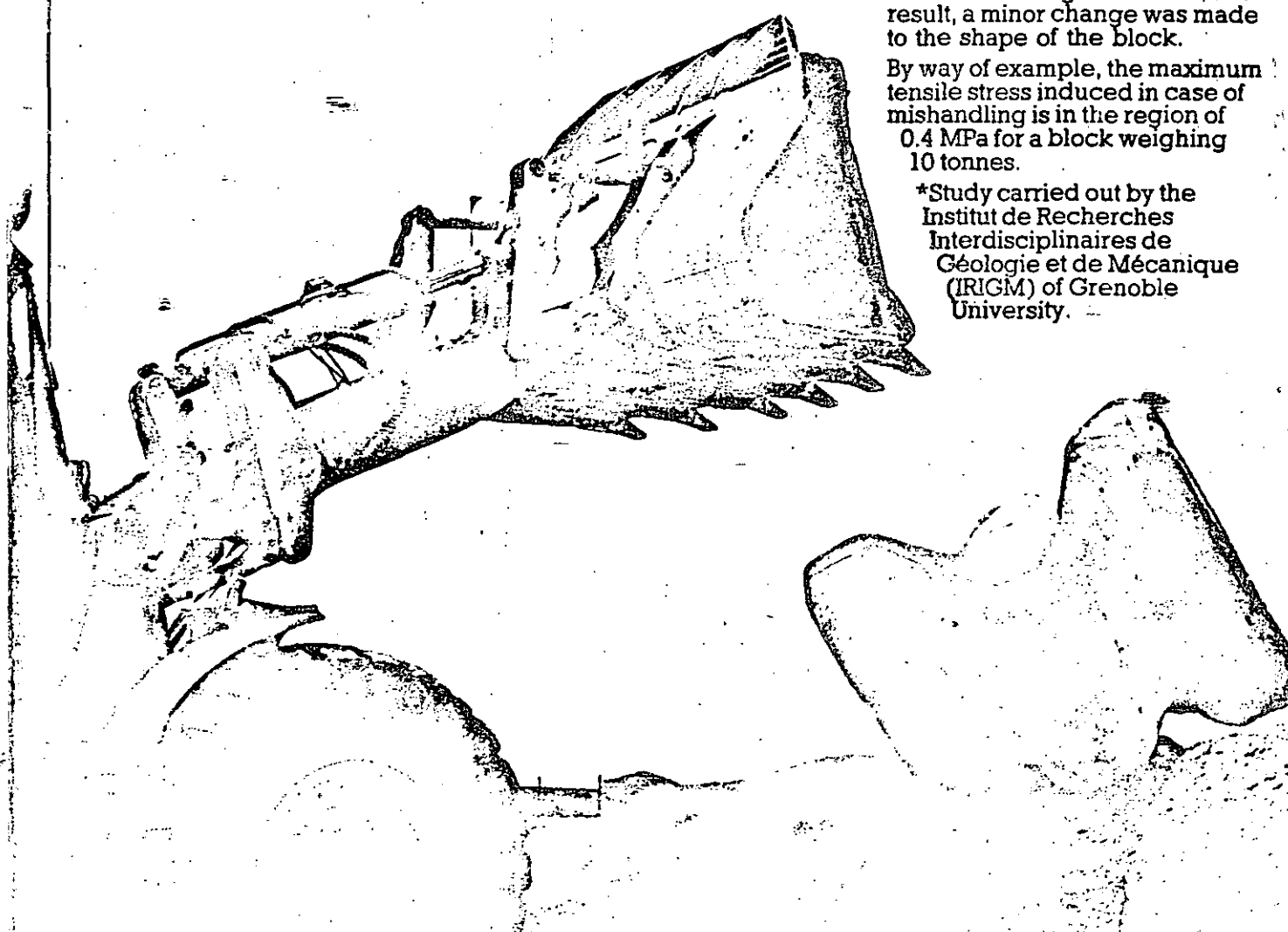
The chunky shape of the ACCROPODE® gives it high mechanical strength.

The block was studied on a three-dimensional finite element mathematical model* in order to determine the internal stresses

and to verify deformation under various handling conditions; as a result, a minor change was made to the shape of the block.

By way of example, the maximum tensile stress induced in case of mishandling is in the region of 0.4 MPa for a block weighing 10 tonnes.

*Study carried out by the Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et de Mécanique (IRIGM) of Grenoble University.



● by its stability

— in laboratory tests

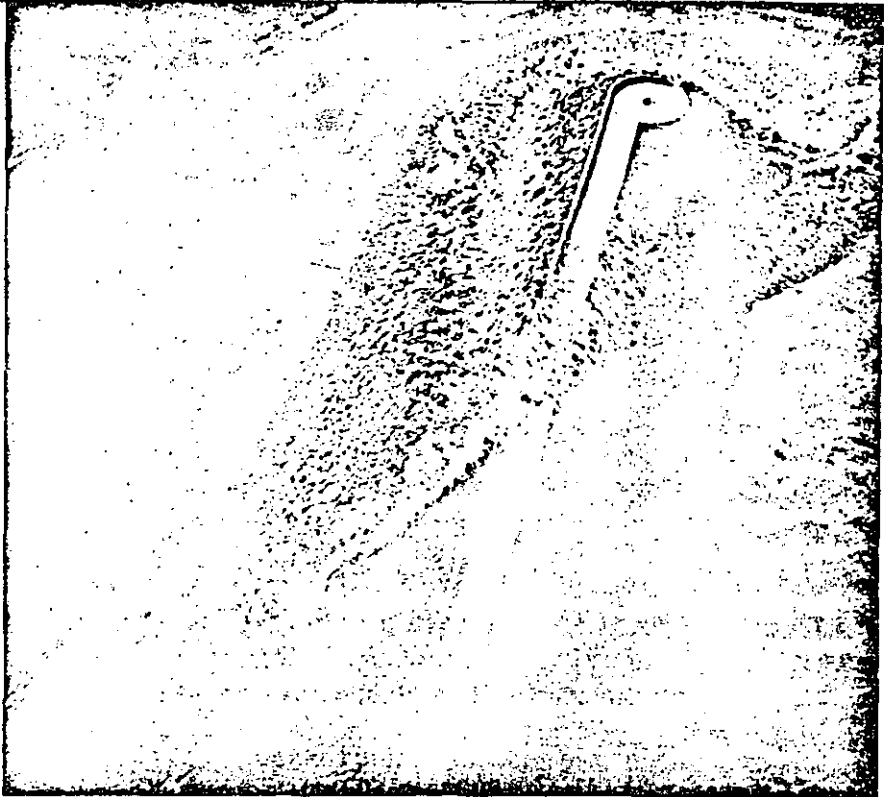
Stability of the ACCROPODE® blocks placed in a single layer has been checked.

Systematic two and three dimensional scale model tests were performed in Sogreah's hydraulics laboratory, with regular and irregular waves, attacking the structure head on or obliquely.

Particular projects called for further tests, either in Sogreah's own laboratory or with Sogreah's collaboration:

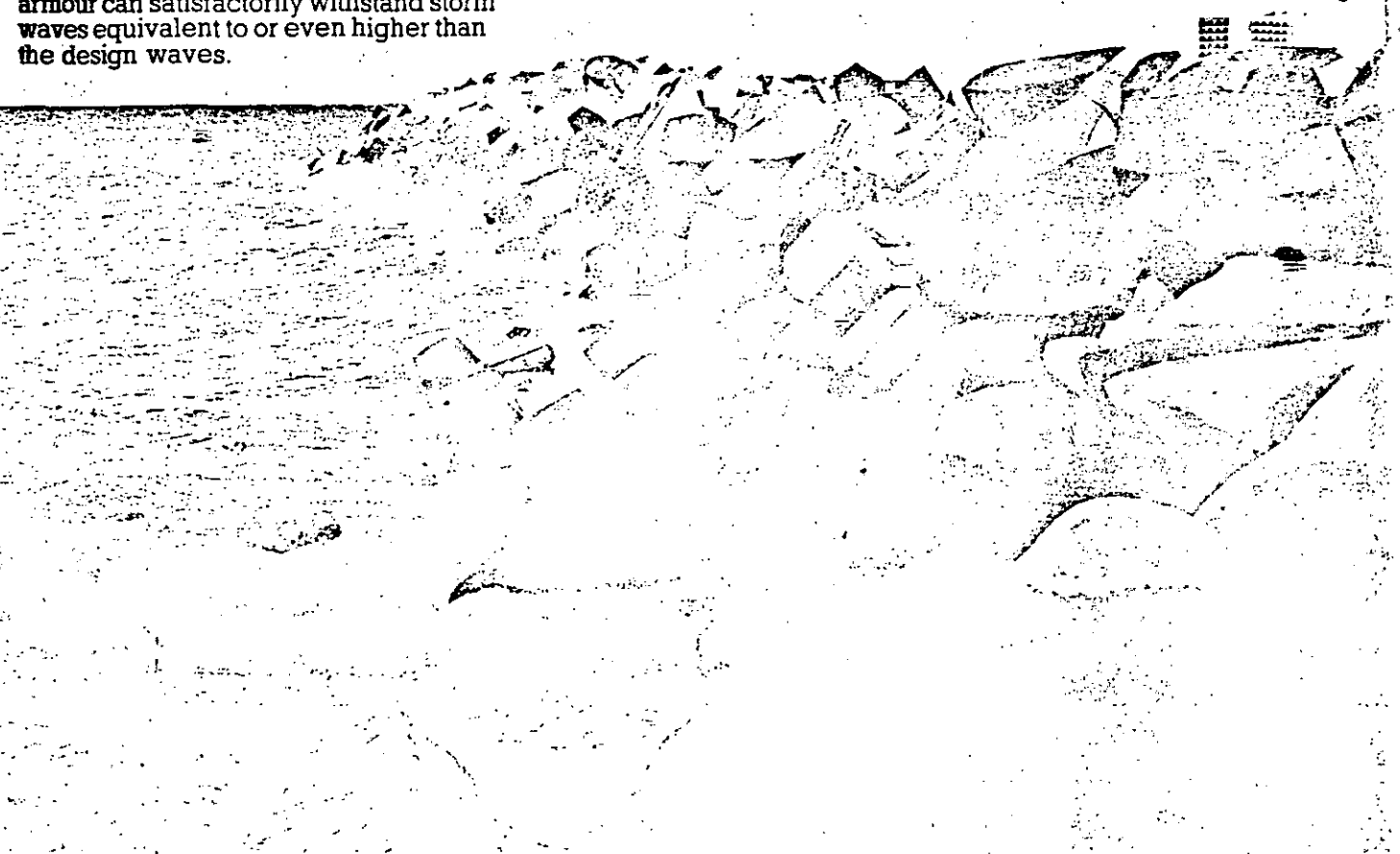
- at the laboratory of Liège University (Belgium),
- at the French National Hydraulics Laboratory in Chatou,
- at the Portobras National Laboratory (Brazil),
- at the Laboratory of the General Directorate of Maritime Structures (Mexico).

All these tests confirmed the intrinsic qualities of the ACCROPODE® both in running profile and on roundheads.

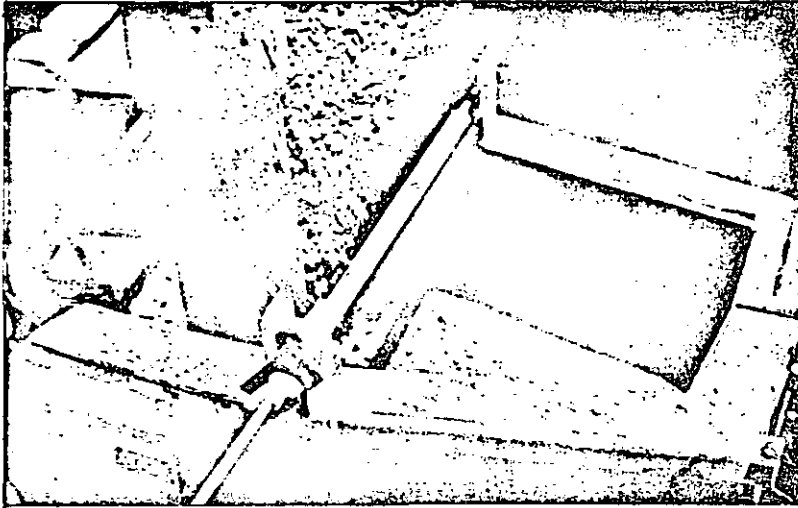


— in situ

The behaviour, under storm conditions, of structures protected with ACCROPODE® blocks has provided further confirmation of the results of calculations and scale model tests. Even at critical stages of breakwater construction, it has been proved on occasion that an uncompleted armour can satisfactorily withstand storm waves equivalent to or even higher than the design waves.



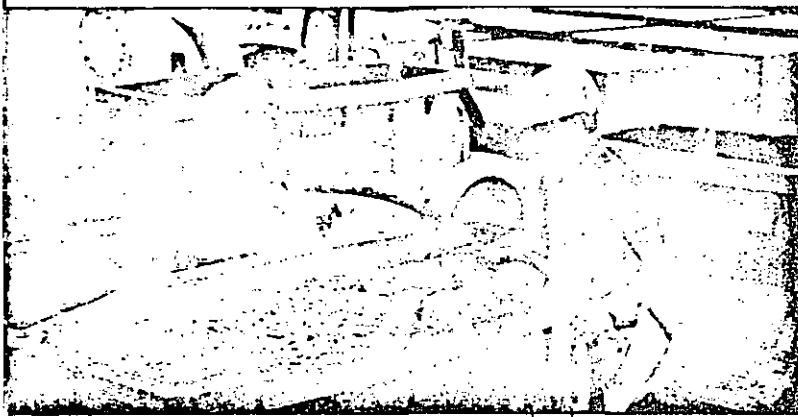
The ACCROPODE® is easy to manufacture



— Pouring and vibration

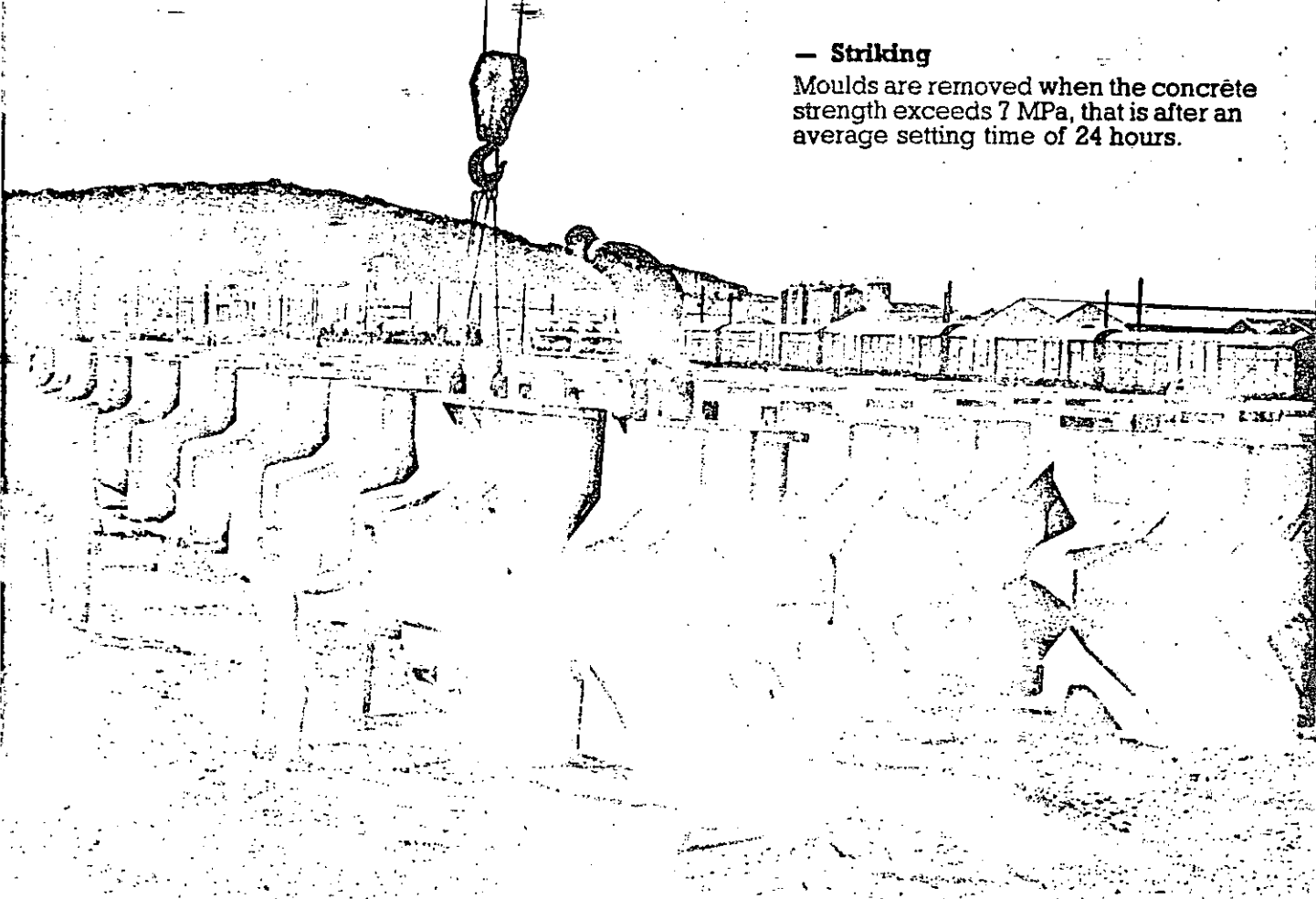
The concrete, generally with 300 to 350 kg of cement per cubic metre, is placed in a mould conveniently formed by two symmetrical shells.

Pouring and vibration of the concrete are facilitated by the large dimensions of the upper opening.



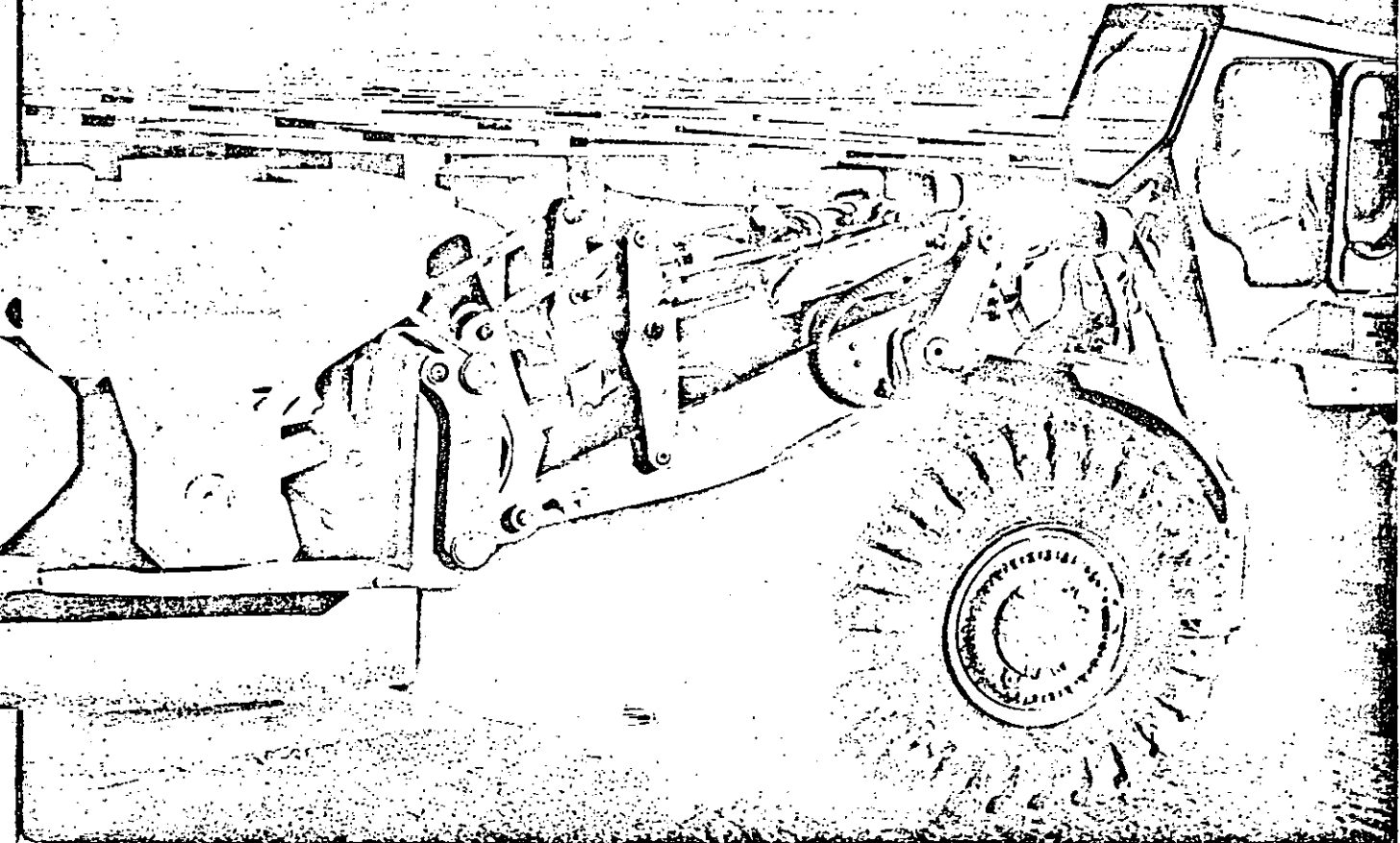
— Striking

Moulds are removed when the concrete strength exceeds 7 MPa, that is after an average setting time of 24 hours.



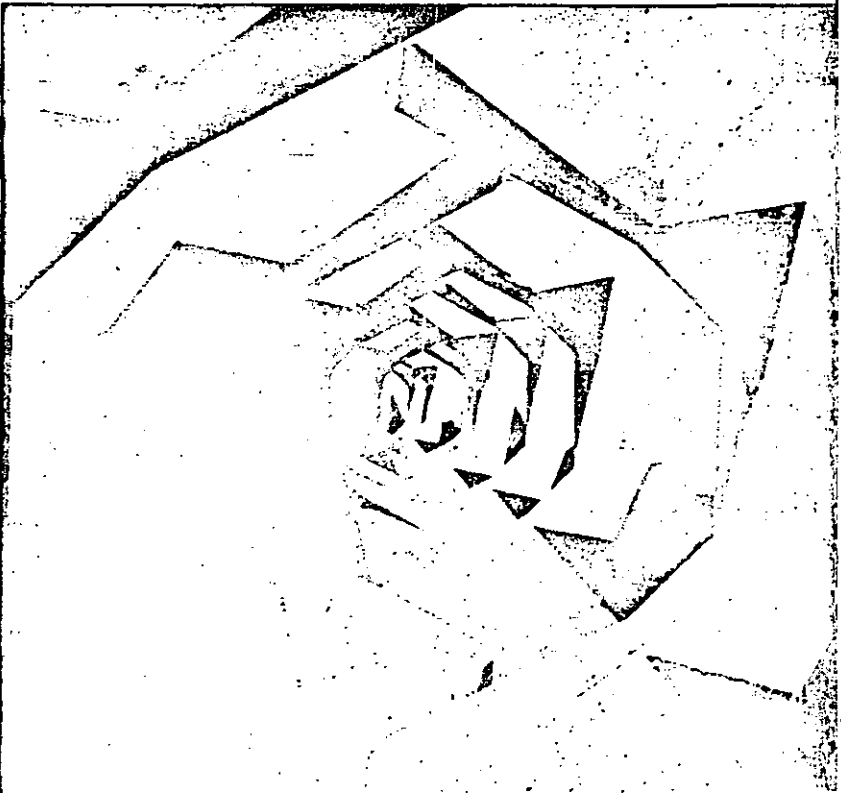
The ACCROPODE® is easy to handle

Handling is possible, using a grab or a fork, when the concrete strength has attained 15 MPa.

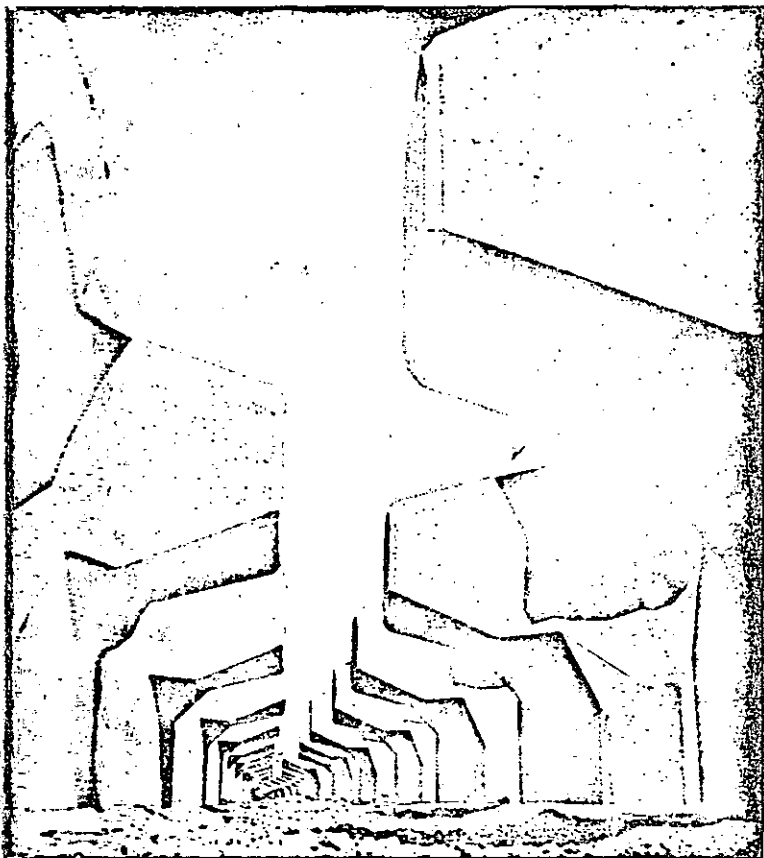


The ACCROPODE® is easy to stock

The blocks can be stocked with a density of $0.68 H^2$ per block, H being the height of the block.

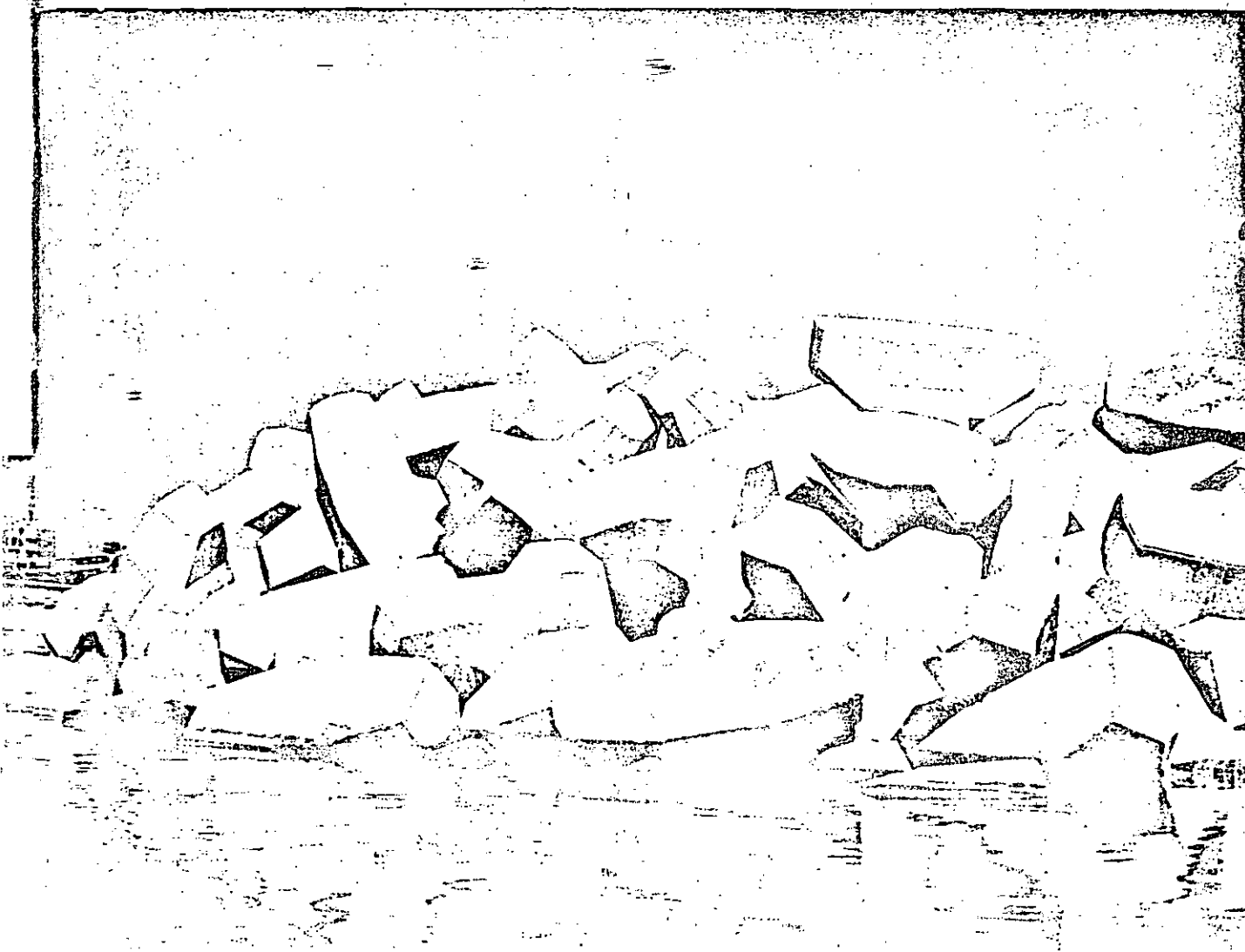


The ACCROPODE® is economical



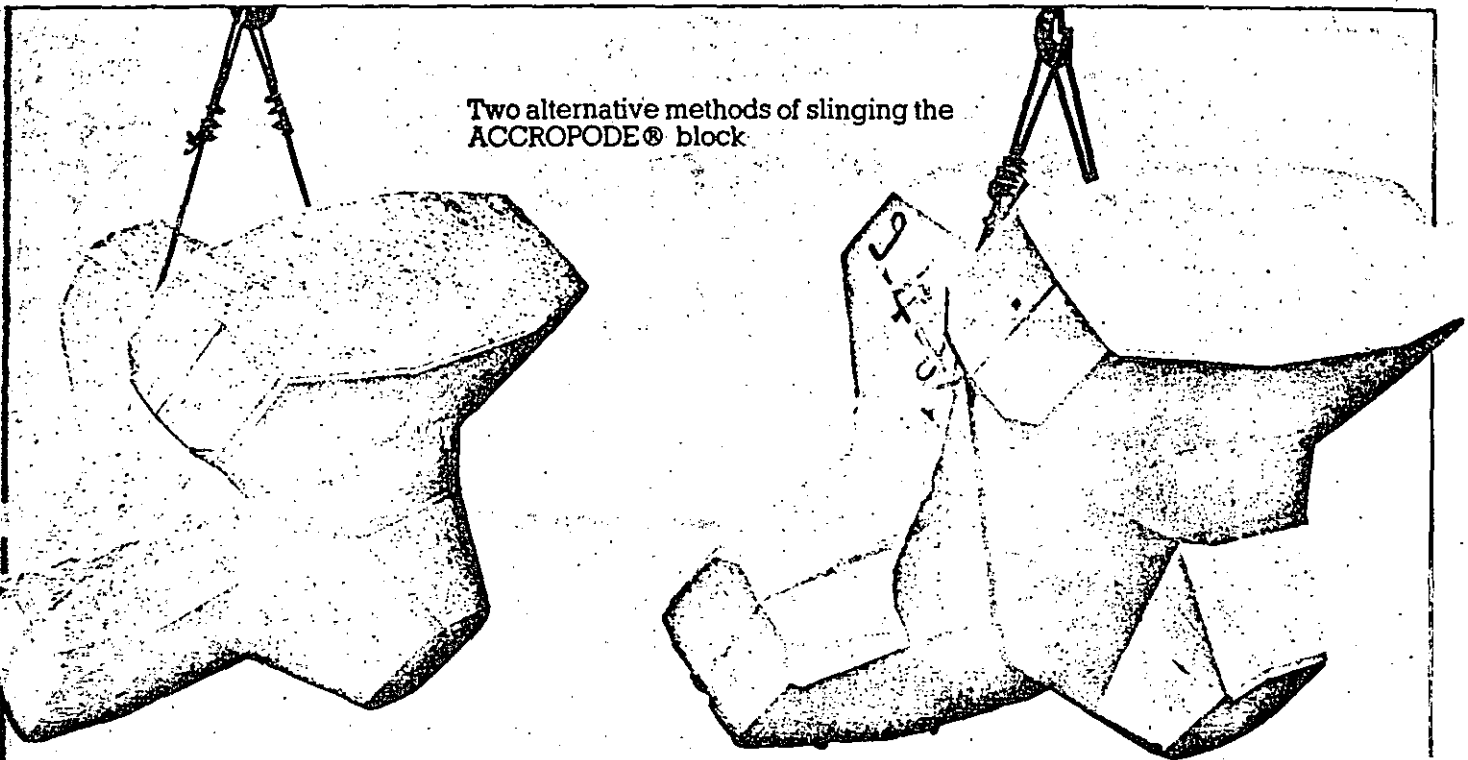
The shape and strength of the ACCROPODE® are such that placing of a **single layer of blocks** is recommended, whereas most other commonly used blocks are placed in two layers.

This particular feature of the ACCROPODE® allows a **saving of about 40% on the quantity of concrete** to be used in construction of the armor.



The ACCROPODE[®] is easy to place

Two alternative methods of slinging the ACCROPODE[®] block

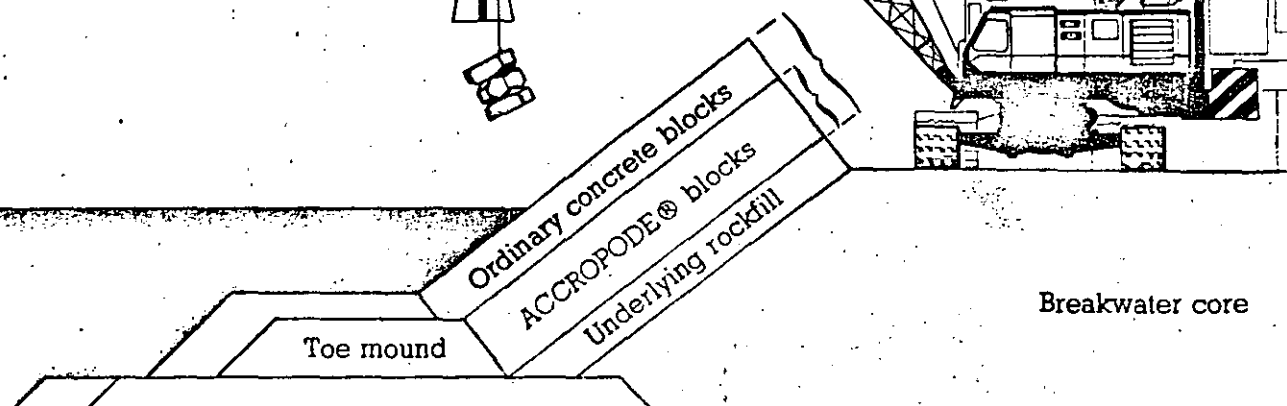
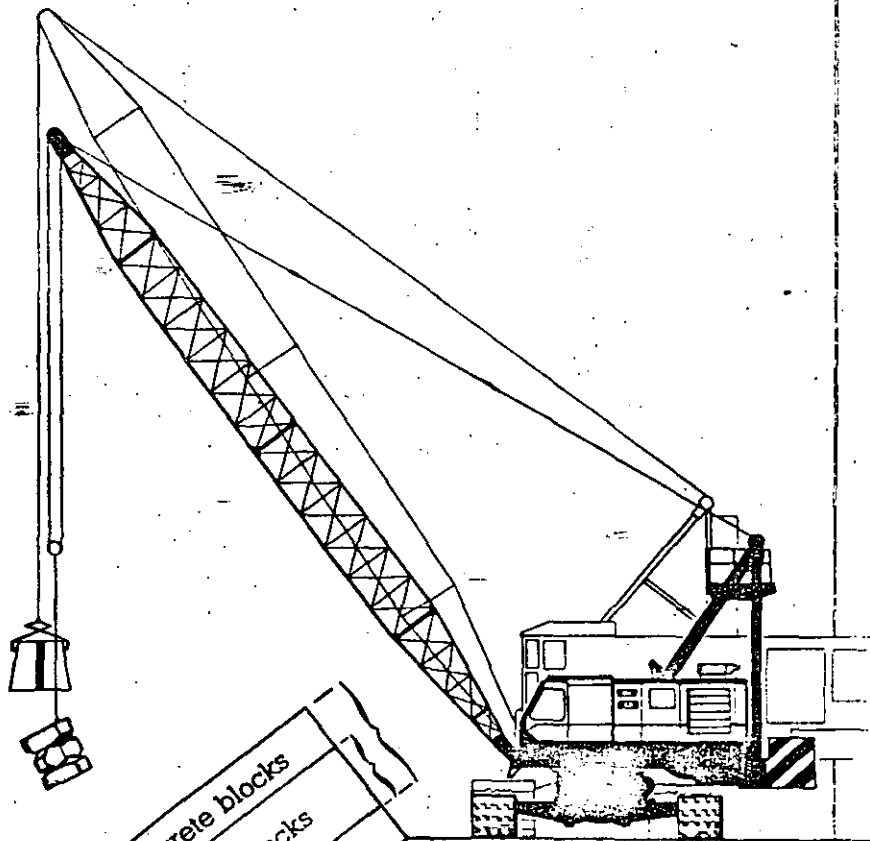


Slinging is the simplest and most effective method of placing the ACCROPODE[®] blocks.

The blocks are positioned on the facing by reference to two graduated circles on the crane determining the position in terms of distance and angle.

Experience on site has shown that crane operators can rapidly attain placing rates of 10 blocks per hour, and even 18 blocks per hour for the smaller blocks.

The reduced unit weight of the ACCROPODE[®] compared with that of other blocks means that smaller cranes can be used.



Breakwater core

Volume of block (m ³)	Height (m)	Weight for d=2.4 (t)	Volume of concrete per m ² of facing (m ³ /m ²)	Prefabrication area required per block (m ²)	Number of blocks stored per 100 m ²
0.8	1.34	1.92	0.6	4.1	81.5
1.5	1.66	3.6	0.7	5.1	53
2.5	1.96	6.0	0.85	6.0	38
4	2.30	9.6	1.0	7.0	27
6.3	2.67	15.12	1.15	8.2	20
9	3.01	21.6	1.30	9.2	16
12	3.31	28.8	1.45	10.1	13
16	3.65	38.4	1.60	11.1	11
21	3.99	50.4	1.75	12.2	9

Initial choice of the size of ACCROPODE® block is made by application of Hudson's formula:

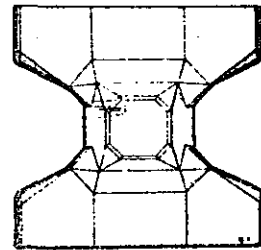
$$W = \frac{w_r H^3}{K_D (Sr-1)^3 \cotan \alpha}$$

in which the coefficient $K_D = 12$ is adopted for non-breaking waves, and $K_D = 10$ for breaking waves.

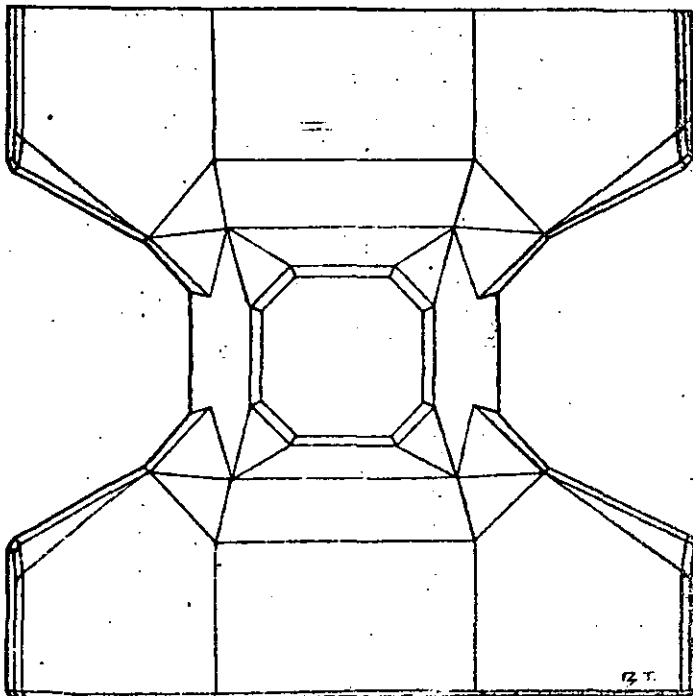
Corrections have to be made to this preliminary calculation to take into account notably the effect of wave period, the bed slope in front of the structure and the validity attributed to the data determining the design wave height.

Numerous laboratory tests have shown that application of the above K_D values in the design calculations is the equivalent of taking into account a **safety factor of 1.36 with respect to the design wave height and consequently 2.53 with respect to the unit weight of the block.**

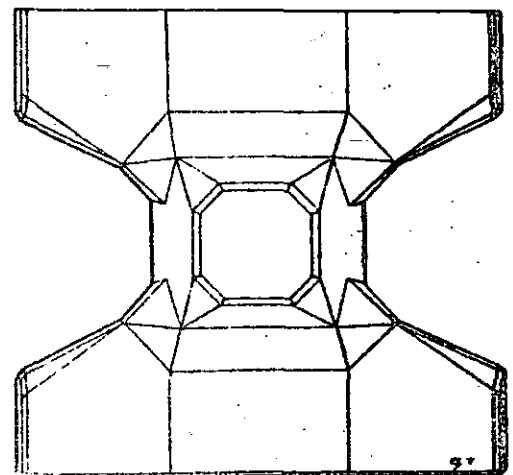
0.8 m³ block



21 m³ block



6.3 m³ block





ACCROPODE®

Works completed or in progress



FRANCE - Port of Sets
Employer: French Government.
Engineer: Languedoc-Roussillon Port
and Navigation Authority.
Contractors: Campenon Bernard with Dodin,
Dragages et Travaux Publics, Chagnaud.
Number of blocks: 1 000 4 m³ units.



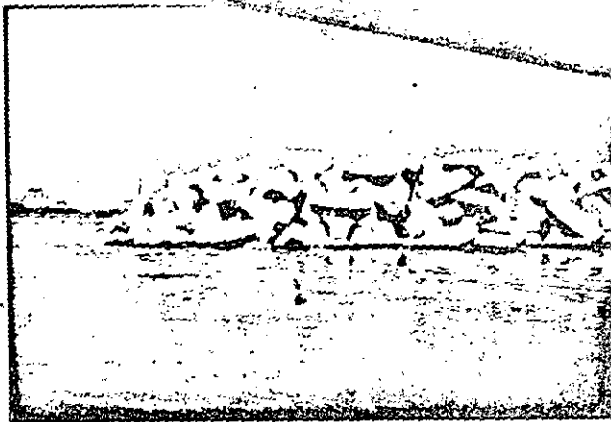
**FRANCE - Toga land reclamation
at the port of Bastia**
Employer: Bastia Chamber of Commerce
and Industry.
Engineer: South Corsica DDE.
Contractor: Corse Travaux Maritimes.
Number of blocks: 1 000 4 m³ units.



**FRANCE - Bellefontaine Jetty
- Martinière**
Employer: French Electricity Generating
Board.
Engineer: Marseilles Port Authority.
Contractor: EMCC.
Number of blocks: 900 4 m³ units.



EGYPT - Port of Damietta
Employer: Damietta Port Project
Advisory Committee.
Contractors: SGE-TPI with Dragages et Travaux
Publics, SPE Batignolles, Campenon Bernard,
Société des Grands Travaux de Marseille,
Compagnie de Constructions Internationales.
Number of blocks: 7 700 4 m³ units.
8 000 1.5 m³ units.



TUNISIA -- Port of Bizerte Zarzouna
 Employer: Tunisian Government.
 Engineer: Ministry of Public Works/
 Directorate of Air and Maritime Services.
 Contractor: Campenon Bernard, Ali Mhenni.
 Number of blocks: 900 4 m³ units.
 2 900 6.3 m³ units. 300 9 m³ units.



TUNISIA -- Port of Monastir
 Employer: Tunisian Government.
 Engineer: Ministry of Public Works/
 Directorate of Air and Maritime Services.
 Contractor: Société Tunisienne des
 Entreprises Chauffour-Dumex, Tunis.
 Number of blocks: 600 6.3 m³ units.



SOUTH YEMEN -- Port of Al Mukalla
 Employer: Aden Port Authority.
 Engineer: Dar Al Handasah.
 Contractors: Compagnie François d'Entreprise
 (CFE), Bruxelles/ABV, Suède.
 Number of blocks: 1 000 6.3 m³ units.
 2 000 6 m³ units.

FRANCE -- Port of Bastia Number of blocks: 1 000 4 m³ units.

FRANCE -- Port of Calais -- Eastern breakwater
 (Works beginning December 1983)
 Number of blocks: 2 300 4 m³ units. 2 200 6.3 m³ units. 900 12 m³ units.

FRANCE -- Marseilles municipality -- Frioul pleasure harbour
 (Works beginning January 1984)
 Number of blocks: 1 000 4 m³ units.

Other schemes planned

- Consolidation of the Flamands breakwater, port of Cherbourg (France)
- Extension to the port of Santa-Maria (Azores)
- Consolidation of the main breakwater, port of Tripoli (Libya) -- alternative solution
- Alternative design for the extension to the port of Beni-Saf (Algeria)
- Breakwater for the new port of Ponta Delgada (Azores)
- Breakwater for the new port of Sirte (Libya) -- alternative solution
- Extension to the port of Agadir (Morocco)
- Port of Safi -- Reclaimed area for ship yard (Morocco)
- Sea water intake breakwaters, Al-Taweelah (Abu Dhabi)
- Shore defence works at Skikda (Algeria)
- Consolidation of the Condamine breakwater (Monaco)
- Breakwater for the new marina, Alicante (Spain)
- Marina breakwaters, Tortora (Italy)
- Shore defence breakwaters for the Algiers region (Algeria)
- New breakwaters for the port of Sines (Portugal) -- alternative solution
- Extension of the breakwater for Casamicciola harbour (Italy)
- Breakwaters for Morryland harbour (Lebanon)
- Coastal defence breakwaters at Tossa del Mar (Spain)
- Consolidation of Blanes harbour breakwater (Spain)
- Redevelopment of the port of Safi (Morocco) -- alternative solution
- Nerang river project, breakwaters protecting the harbour entrance channel (Australia)
- Protective breakwater for Puerto Colon (Spain) -- alternative solution
- Air desalination plant (Saudi Arabia) -- alternative solution
- Breakwater protecting the approach to Usinor steel works -- Dunkirk (France)



Sogreah's fields of activity

REGIONAL
DEVELOPMENT STUDIES



AGRICULTURAL
DEVELOPMENT



URBAN AND INDUSTRIAL
HYDRAULICS



DAMS
AND WATER POWER



PORT
AND COASTAL
ENGINEERING



RIVER ENGINEERING
AND WATER RESOURCES



WATER QUALITY



Where to obtain information

IN FRANCE

Sogreah Head Office
8, rue de Lorraine
38130 Echirolles, France
Postal address:
B.P. 172 X
38042 Grenoble Cedex
France
Tel. (76) 09.80.22
Telex : SOGRE 980 876 F

Paris Office

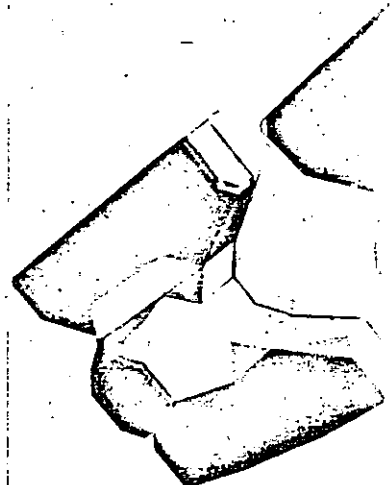
33, avenue du Maine
75755 Paris Cedex 15
France
Tel. (01) 538.67.46
Telex : SOGREAH 203 677 F

IN GREAT BRITAIN

Mr. A. de Maupeou
19, Cloncurry Street
London SW6 6DR
Great Britain
Tel. (01) 731 3536

IN THE UNITED STATES

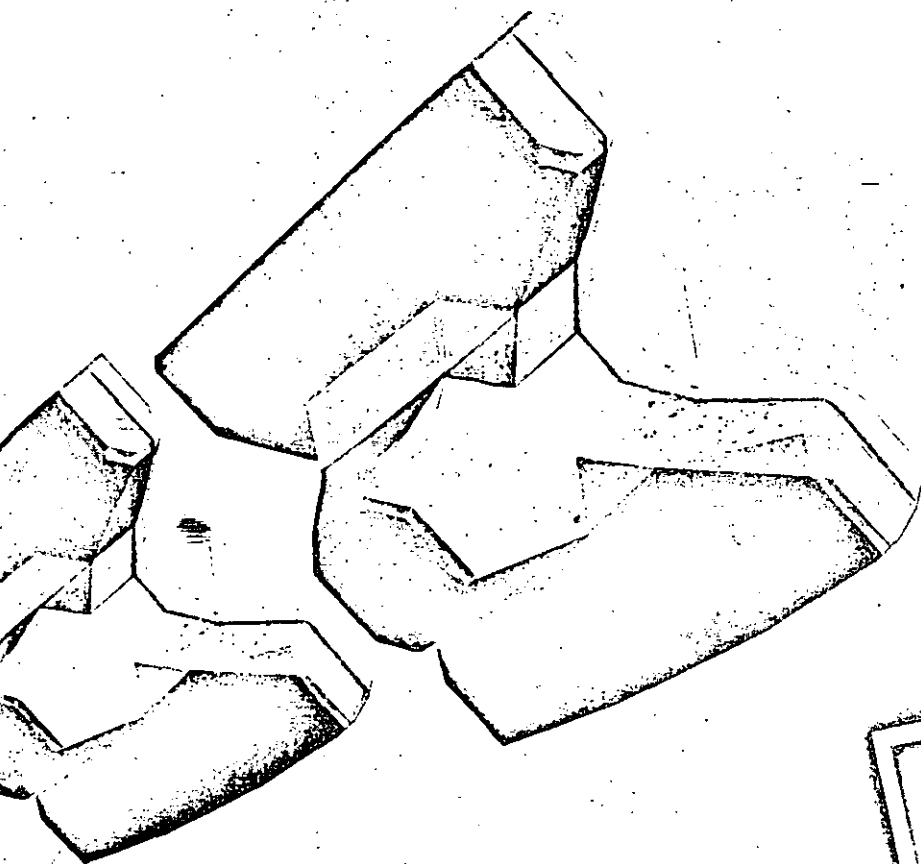
Le Mehaute Consulting
Hydraulic and Ocean
Engineering
7320 S.W. 157 Terrace
Miami Florida 33157
U.S.A.
Tel. (305) 251.0894



Sogreah offers to carry out free of charge preliminary studies of ACCROPODE® alternatives for all projects involving protection of maritime or river structures.

Interested individuals or companies must obtain from Sogreah a licence to use the patent and registered trade mark, and thus to manufacture and place ACCROPODE® blocks.

In this case Sogreah provides technical assistance to the contractor and project engineer, both at head office during design of the project and on site during the works.





RUBBLE MOUND BREAKWATERS

A NEW GENERATION ON ARMOUR BLOCKS

Until World War II, the techniques of maritime breakwater protection involved using either natural rocks or concrete blocks of parallelepiped form. Indeed, for small structures a protective armour with natural rocks is often suitable. However, as the scale of the works increases, this solution is soon limited by the rock extraction potential of nearby quarries and by the poor stability of rocks under wave attack. Under such conditions, use was made of concrete blocks of parallelepiped form. These blocks are placed either at random or on an orderly pattern. In the latter case, they are sensitive to phenomena of under-pressure when the waves recede, which may lift the blocks and disorganise the structure. The slopes are gentle, the volumes substantial and the unit weight of the blocks very high.

It was in this context that the LABORATOIRE DAUPHINOIS D'HYDRAULIQUE -which became SOGREAH in 1955- introduced in 1950 the first artificial block which satisfactorily solved the problems of protecting rubble mound breakwaters from wave attack: the TETRAPODE. Its invention revolutionised the design of maritime structures: the slopes are steeper, close to the natural bank slope, the volumes of materials reduced and the unit weight of the blocks significantly lower.

Placed in two layers on a rubble bank, it forms a facing with a 50% voids index, which ensures effective dissipation of wave energy while avoiding the problem of underpressure. The TETRAPODE opens the way to a first generation of artificial blocks. Among the numerous blocks of this generation, the TRIBAR, the GROOVED CUBE and the DOLOS may be mentioned.

The tendency at this stage is to seek more effective imbrication of the blocks with each other, thus ensuring better overall stability of the facing. This research leads to increasingly complex forms, at the expense of greater fragility of the individual blocks.

In February 1978, the destruction of a large breakwater only just completed in Portugal dramatically highlighted the need for a balance between the intrinsic strength of the block and its properties of stability in the facing.

This breakwater, built to extend the oil terminal of Sines, and founded on depths of up to -50 m, is protected by an armour formed with 42 t DOLOS blocks. The enquiry into the causes of this catastrophe found that one of the contributing factors was the fragility inherent in the shape of the block.

Technical improvements and the lessons of Sines then clearly showed the need for research along new lines, aimed at improving protective armours: progress can no longer be achieved by increasing the complexity of block shapes.

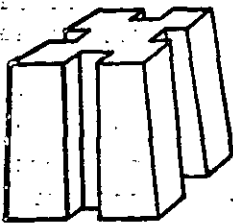
The ACCROPOD (R) block, for which SOGREAH took out patents in February 1979 (its inventor was Arnauld Chevallier), distinguishes itself from its predecessors, since from the outset all the critical parameters are taken into account:

- strength,
- stability under wave attack,
- ease of manufacture and placing,
- economy.

To facilitate assessment of the ACCROPODE(R) block, its various characteristics are compared with those of the two other most commonly used blocks: the TETRAPODE block and the grooved cubic block.

STRENGTH

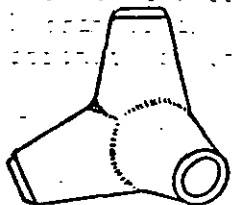
1.1



GROOVED CUBIC BLOCK

The grooved cubic block presents very satisfactory characteristics from the point of view of strength. However, the shape of the cubic block, with a ratio volume/surface area close to $H/6$, H being the height of the block, leads to very high thermal gradients during hydration of the cement, this phenomenon being all the more pronounced if the cement is high-performing and if the initial temperature is high. These thermal stresses are likely to give rise to microfissures in the larger blocks.

1.2



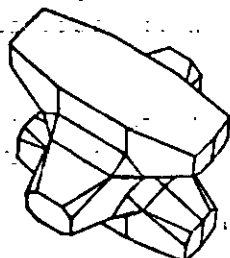
TETRAPOD BLOCK

The TETRAPODE block, used for more than 30 years in all the seas of the world and notably in Japan, has given ample proof of its strength. It may be noted, however, that both during construction and during the lifetime of the structure, there is a far from negligible percentage of breakages. Moreover, this percentage increases with the size of the blocks, although it must be underlined that even high rates of breakage do not automatically give rise to failure of the structure. The rare cases of serious damage can be attributed to under-estimation of the design waves or to a construction fault at the level of the toe mound*. It can therefore be considered that strength of the TETRAPODE block is satisfactory for blocks of a reasonable size.

* Most of these cases concerned structures designed and built outside the control of SOTRAMER/SOGREAH, once the patent rights has expired.

However, there may be some doubts in the case of very large blocks such as those recently used in Japan ($V = 25 \text{ m}^3$ for $H/3 = 8.80 \text{ m}$, $T = 13 \text{ s}$).

1.3



ACCROPODE(R) BLOCK

The shape of the ACCROPODE(R) block is designed to combine the advantages of imbrication in the facing with high strength, the latter quality arising from the wide and progressive connections between the protuberances and the central core.

To obtain a quantitative confirmation of this impression, SOGREAH appointed the Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et de Mécanique (IRIGM) of Grenoble University to carry out a study of stresses and deformation based on a three-dimensional finite elements model.

This study enabled:

- specification of maximum internal stresses, thus determining the concrete specifications and in particular the time to be allowed before striking of the mould and before handling of the block,
- analysis of stress distribution, leading to finalisation of the design of chamfers and connections, so as to optimise stress diffusion through the mass,
- checking of deformations.

The assumed concrete characteristics were conventional for artificial blocks designed for maritime works:

- cement dosed at 300 kg/m^3 (CHF 45, CPA setting in sea, ASTM type V),
- elasticity modulus: $E = 20\,000 \text{ MPa}$,
- density: 2.4 t/m^3 ,
- Poisson coefficient $\nu = 0.2$.

The maximum tensile stress for a 4 m^3 block reaches 1.1 MPa in the most unfavourable case of static load (torsion in the facing).

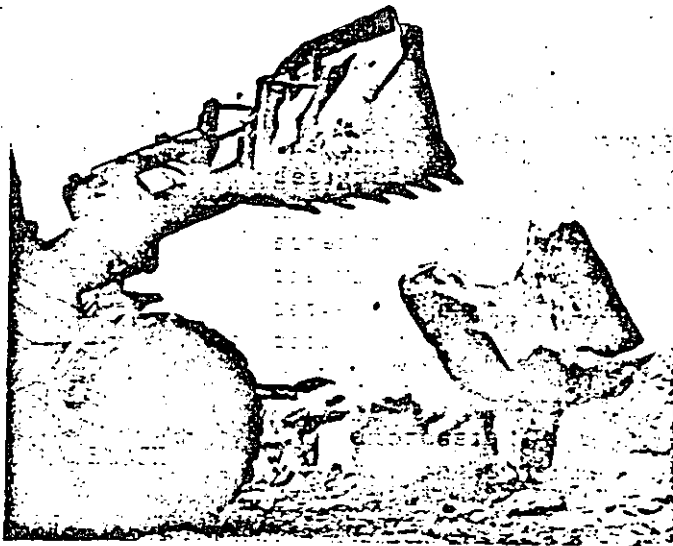


Photo 1

These results were then confirmed qualitatively by full-scale tests.

Firstly, dropping tests (photo 1) were carried out at the Sète work site in France. A 4 m³ block had to be dropped from a height of 3 m, twice on to a rockfill slope and twice on to a mass concrete block, before partially breaking.

Secondly, at the Monastir site in Tunisia, a 6.3 m³ block accidentally fell on to another block from a height of 3 m, following breakage of a sling, without any damage other than some crumbling.

It has also been noted that the percentage of breakage of ACCROPODE(R) blocks during placing is close to 0%.

2. STABILITY UNDER WAVE ATTACK

2.1 PLACING IN ONE OR TWO LAYERS

(a) - The placing of cubic blocks in a slab configuration is to be avoided at all costs, both to limit underpressures and to reduce wave reflection and overtopping.

The need to place the blocks at random thus means that the cubic blocks have to be placed in two layers, respecting specific attitudes. Despite this procedure, the blocks tend to settle into an arranged pattern during the heaviest storms.

- b) For TETRAPODE blocks, placing in two layers is indispensable, since the blocks of the second layer key into those of the first. However, after the inevitable settlement of the core and facing, it is possible to observe some disorganisation of the second layer. The blocks of this layer, which thus acquire a degree of freedom of movement, are likely to be subjected to rocking movements, which may cause breakage due to fatigue. Thus, placing in two layers, which appears in principle as a guarantee of safety, is indirectly the cause of breakage of a certain number of blocks.
- c) The first research by SOGREAH aimed at defining a block which can be placed in a single layer dates back to 1966.

The shape of the ACCROPODE(R) block, with its large number of protuberances, provides for the blocks to hook on to each other on the facing. Overall stability of the facing is ensured partly by this imbrication and partly by the weight of the block itself, which on running profile is roughly equivalent to that of a grooved cubic block ($K_D = 10$).

Not only would placing of a second layer offer no further safety, but it would increase, by the process described above, the probability of occurrence of movements of the blocks on the facing and hence the risk of breakage.

The scale model tests performed, whether in SOGREAH's hydraulics laboratory or in other laboratories, have shown that a single layer offers adequate safety, even when a gap is deliberately made in the facing by removing one, two or three blocks.

Indeed, it has been noted on the one hand that the gap tends to close up naturally by settlement of the facing, and on the other hand (at least in all the tests carried out to date) that the underlying rock layer, if correctly designed, is not eroded by suction of rocks out through the facing.

2.2 DETERMINATION OF THE HUDSON COEFFICIENT K_D

- a) The K_D coefficient of the grooved cubic block was determined according to the Hudson method, and its value, depending on the accepted level of damage, is in the range of 8 to 11 for non-breaking waves.

The increase to be taken into account for the roundheads and sensitive points is a subject of controversy. Depending on the author, the percentage increase ranges between 40 and 150%.

In any event, it may be considered that the placing of cubic blocks on roundheads requires particular attention and very strict compliance with the placing densities.

- b) Preliminary designs of facings with TETRAPODE blocks are established for a K_D of 8.3 with non-breaking waves, with an increase of 40 to 50% for roundheads.

c) The general tests which enabled determination of the K_D of the ACCROPODE(R) block were carried out in a 1.20 m wide wave flume with a generator capable of producing random waves.

Tests were undertaken with both regular and random waves. Identical stability criteria were obtained with random waves of significant height H_s and regular waves of height H_r approximately equal to 1.27 H_s .

The wave height reproduced to obtain the condition of no damage led to a K_D of 30, while the condition of no significant movement led to a K_D coefficient of 15.

To take account of random factors on the site, at the level of manufacture or placing of the blocks, the value used for preliminary design of a facing is 12 with non-breaking waves and 10 with breaking waves.

For breaking waves, and this is valid whatever type of block is chosen, preliminary design must be made on a case-by-case basis, according to the bed slope and the steepness of the waves.

The ACCROPODE(R) block behaves particularly well on roundheads, and it is not necessary to increase the unit weight of the blocks by more than 30%, for a radius of curvature of the roundhead equal to three times the significant wave height at the highest sea level. The stability of the ACCROPODE(R) block when subjected to tangential forces is quite exceptional, and this quality is one of the most significant advantages of this block.

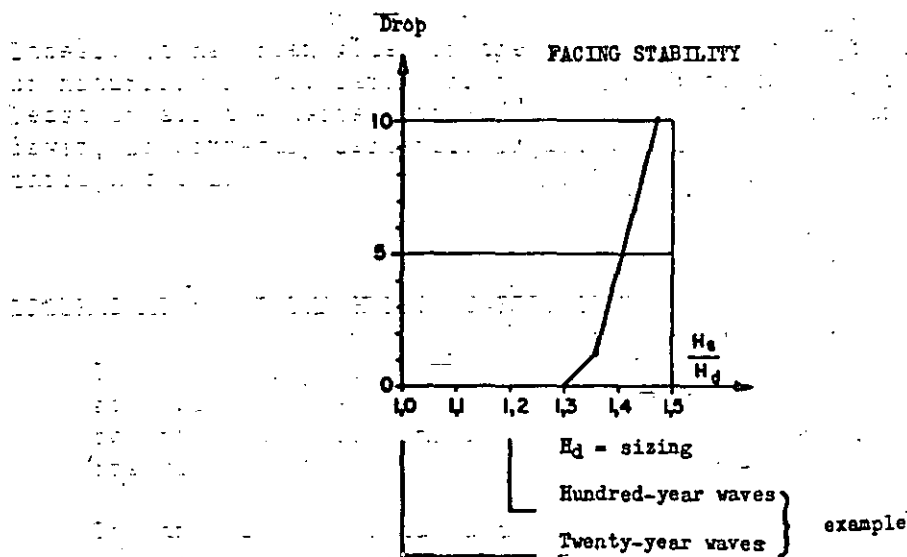


Diagram 1 above shows the theoretical safety provided by preliminary design of a facing using a K_D of 12 or 10.

The example on the diagram shows that by basing preliminary design of the structure on the 20-year significant wave height, a substantial theoretical safety margin is obtained with regard to the 100-year wave conditions.

By comparison with the design waves, this safety factor is thus of the order of 1.36 (or 2.53 on the unit weight of the blocks).

2.3 REFLECTION AND OVERTOPPING

The coefficient of reflection of a facing with ACCROPODE(R) blocks is about 40%, compared to 30 to 35% for a facing with TETRAPODE blocks and 40% for a facing with cubic blocks, this result depending in the latter case on effective random placing of the blocks; indeed, this random placing requirement is certainly the most delicate aspect of construction of a facing with cubic blocks.

The less favourable result with ACCROPODE(R) blocks than with TETRAPODE blocks is due to the lesser thickness of the single layer of the former.

Thus, other things being equal, overtopping is practically identical for a facing with ACCROPODE(R) blocks or with grooved cubic blocks, and slightly greater than that occurring with a facing of TETRAPODE blocks.

Consequently, a breakwater with a protective armour of ACCROPODE(R) blocks must be slightly higher or slightly wider than a breakwater with a facing of TETRAPODE blocks, to obtain identical overtopping conditions.

3. MANUFACTURE AND PLACING

By contrast with certain other artificial blocks, the three types of block considered here are quite simple to manufacture and to place.

3.1 Cubic blocks, which generally have a slight batter on their vertical faces, are easy to manufacture:

- . mould in a single piece,
- . wide opening for concreting and vibration,
- . storage by piling the blocks on top of each other (if the soil bearing capacity permits).

Placing requires some care to ensure an effectively random pattern, and placing of roundhead blocks is often a serious penalising factor from the point of view of crane lifting capacity, especially in countries where there is no heavy cranes available locally.

3.2 The TETRAPODE mould is made of four sections. Different work sites over the years have gradually evolved increasingly sophisticated mould striking devices, which have enabled very high block manufacture rates to be attained.

However, vibration remains a relatively delicate operation, and requires special care, particularly for the largest blocks.

Placing is effected respecting a presentation diagram, on which each TETRAPODE block is oriented in a given way. This operation is generally carried out without any major difficulty, but it sometimes poses problems at particular points (roundheads for instance).

3.3 Manufacture and placing of ACCROPODE(R) blocks is, according to the contractors, very simple:

- mould made of two half shells (photo 2),
- wide opening for pouring and vibration of the concrete,
- storage with blocks imbricated, possibly on several levels,
- easy placing in all configurations.

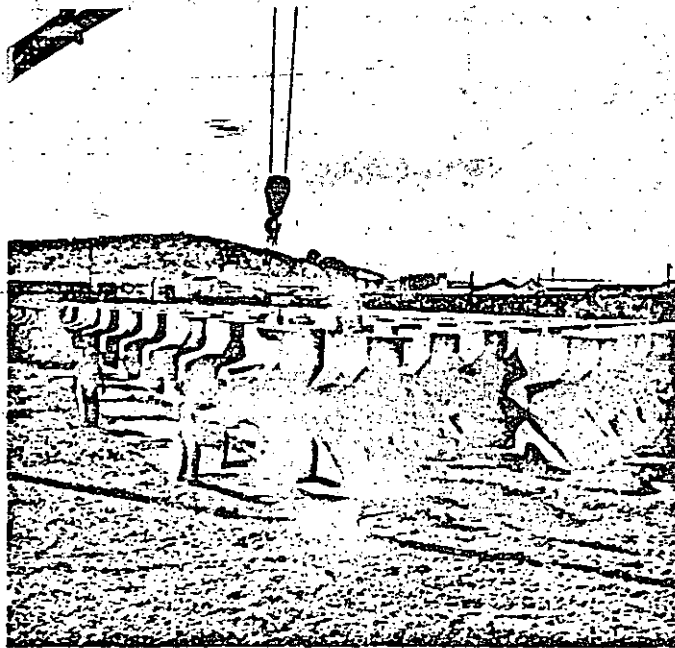


Photo 2 - Sète work site

4. ECONOMY

The manufacturing cost per cubic metre of cubic blocks is slightly lower than that for the other two types.

On the other hand, the quantity savings offered by the ACCROPODE(R) block by virtue of its placing in a single layer (up to 50% depending on the case) place the ACCROPODE(R) well ahead of the other two from the point of view of cost of the facing, for a given level of safety.

It is to be noted that for a given time allowed for construction, the overall cost of ACCROPODE(R) moulds is lower than that for the other two blocks.

A further advantage of the ACCROPODE(R) block is that lower capacity cranes can be used than for the other blocks, especially on roundheads.

5. CONCLUSION

The ACCROPODE(R) block is the leader of a new generation of artificial blocks, in that it has been developed from an overall approach to the various problems involved.

The savings it allows, especially by its placing in a single layer, and above all its reliability (from the two standpoints of hydraulic stability and individual block strength) related to its shape and size, make the ACCROPODE(R) a highly efficient block for facings of maritime structures.

The fields of application of the ACCROPODE(R) technique are extremely varied: all maritime protection structures, but also certain river structures, such as weirs.

However, a solution other than use of the ACCROPODE(R) block will be envisaged under the following conditions:

- a) when high-quality natural rocks are available locally (for reasons of cost), and
- b) when it is necessary to consolidate locally structures protected by blocks of another type (since the blocks would not hook on to each other).

Thus, the cubic block appears as a relatively reliable but costly solution from the point of view of concrete volume, and is heavily penalised from the point of view of crane equipment.

The TETRAPODE, the first artificial block of elaborate form, has given ample proof of its qualities over 30 years of use.

Finally, the ACCROPODE(R) block appears as an excellent compromise:

- . for the designer, thanks to its reliability,
- . for the project authority, thanks to the savings it procures,
- . for the contractor, thanks to the ease of manufacture and placing.

However, it must be borne in mind that the facing is only one component of the breakwater, and that the greatest attention must be paid to the other problems of design and construction, notably those posed by the choice of design wave height and those posed by the toe mound and back slope.



Photo 3

Western roundhead of the northern breakwater of Bizerte (Tunisia)

ACCROPODE(R) blocks of 6.3 m³

REFERENCES

- (1) On the mechanical strength of cubic armour blocks.
Manuel A.G. SILVA
Coastal structures 83.
- (2) Tetrapod dropping tests at the port of Sète
G. MORE and M. DAYRE
SOGREAH-IRIGM report, May 1984 (in French).
- (3) Accident damage and repairs to Sines breakwater, Portugal
Stability of rubble mound breakwaters
P. COUPRIE
Revue Travaux, April 1982 (in French).
- (4) A design method for impact loaded slender armour units
H.F. BURCHARDT
Bulletin No 18
Aalborg University Central Laboratory for Hydraulics, Høvedbygning.
- (5) Use of fibre reinforced concrete in hydraulic structures in marine environments
Study presented at RILEM Symposium, 1975 (in French).
- (6) Fibre reinforced concrete
Kneeland A. GODFREY Jr.
Civil Engineering, November 1982.



SOGREAH
Consulting Engineers

STRENGTH OF THE ACCROPODE

FINITE ELEMENT STUDY

ACKNOWLEDGEMENTS

The author is most grateful to the contracting group CAMPENON BERNARD CETRA/ ALL MHENI, as well as to the representatives of the Administration, for their kind collaboration. Particular thanks are due to Mr Grein (Campenon Bernard Cetra), Mr Arfaoui (Administration) and Mr Hamani (Studi).

Total commitment at all levels enabled successful implementation of the tests under optimum conditions, as regards both the time required and the testing methods used.

oOo

CONTENTS

INTRODUCTION	1
PURPOSE OF THE STUDY	2
AREA OF APPLICATION	3
BRIEF RESTATEMENT OF THE FINITE ELEMENT METHOD	4
RECAPITULATION OF CONCRETE PROPERTIES	7
DESCRIPTION OF LOAD CASES AND RESULTS	9
Preliminary remarks	9
Case no.1 - Striking of the mould	9
Case no.2 - Lifting by upper anvil	10
Case no.3 - Lifting under the central stubs	11
Case no.4 - Storage on three points	12
Case no.5 - Storage on one point and one edge	12
Case no.6 - Pinching	13
Case no.7 - Torsion	14
CONCLUSION	15

INTRODUCTION

The safety of maritime structures formed of artificial blocks covers several aspects, none of which must be neglected. Among these, it will be recalled, are the basic data, the general design and the quality of execution.

The mechanical strength of the blocks is also one of the major factors contributing to safety. Isolated block fractures may indeed, in certain cases, result in complete dislocation of the facing.

Moreover, individual block strength has an appreciable impact on project economics: it reduces the turn-round time of the moulds, and facilitates handling and site arrangements.

The shape of the Accropode block was designed to combine the quality of effective interlocking on the facing with that of high strength, conferred on the block by the large and progressive transitions between the protuberances and the central core.

However, in order to assess the block design quantitatively, a study of stresses and deformations was undertaken.

This study, based on a three-dimensional finite elements model, was entrusted to the IRIGM (Grenoble University).

oOo

PURPOSE OF THE STUDY

The calculations were performed with the following three objectives:

- . to specify the maximum internal stresses and thus to assist in drafting the specifications for concrete, the time before striking or handling,
- . to analyse the distribution of stresses for sizing of the chamfers and connections, so as to optimise diffusion of these stresses throughout the mass,
- . to check the displacements.

AREA OF APPLICATION

The area of application is that of small deformations, with an isotropic and linear elastic behaviour of the material. This situation is well suited to the ACCROPODE block, which is made of unreinforced concrete, homogeneous and cast in one piece.

However, the scope of the study excludes the effects of violent shocks, which may break the blocks or give rise to irreversible deformations, nor does it cover the phenomena of ageing or fatigue.

The area of study is that of static forces, covering load cases as important as: striking, handling and storage.

oOo.

BRIEF RESTATEMENT OF THE FINITE ELEMENT METHOD

Schematically, the method of finite elements, as used in this case, may be presented as follows:

- the block is divided into a large number of elementary units or blocks (the 'finite elements'), each defined by eight vertices (the 'nodes') ;
- within each elementary block, the strains of the material and the stresses are related linearly to the displacements of the nodes (in terms of imagery, this model resembles a more or less regular edifice of material points - each having a mass if the self weight of the edifice is taken into account - each point being connected to neighbouring points by springs working in both tension and compression).
- to obtain a solution, in terms of nodal displacements, the energy of the system, elastic energy and work done by applied forces is minimised. In practice this involves resolving a linear system with as many equations as there are degrees of freedom (three per node).
- finally, given the displacements of the nodes, the strains and stresses can be deduced.

For each load case, the symmetries of the block and those of the external forces and connections are used as far as possible to reduce the problem to a half or a quarter of the model.

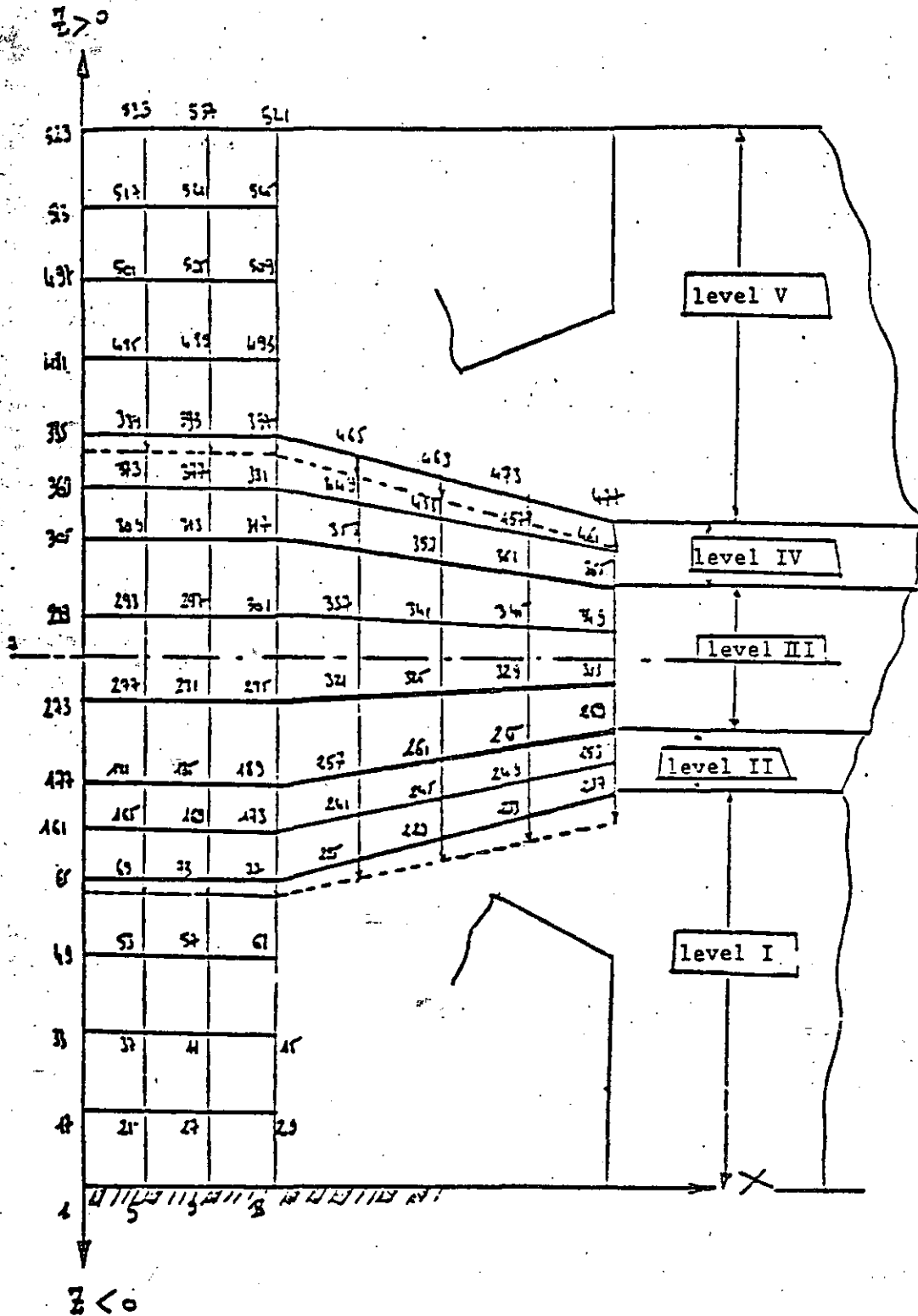
The discretisation varies according to the part of the block, the mesh is finer at the points where the forces are concentrated.

By way of example, the following two diagrams illustrate the discretisation of the block into finite elements for the mould striking case.

This case is dealt with by taking a quarter of the block; the number of elements is 363, the number of nodes 608 and the number of equations 1824.

Case 1 - REMOVAL OF SIDE MOULD

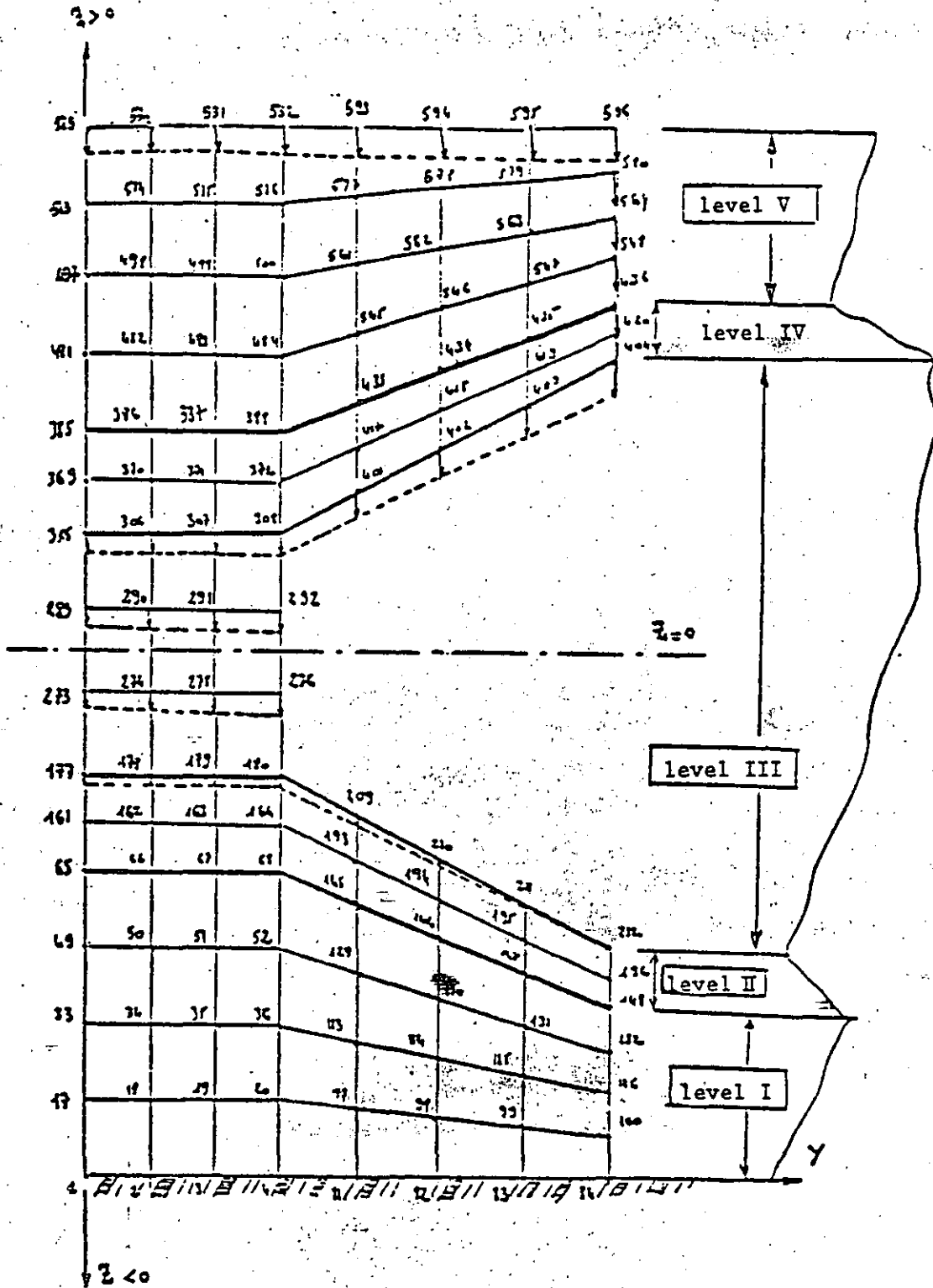
PLANE OF SYMMETRY OF STUBS



Scales: co-ordinates — 1 cm = 10 cm
 displacements — 1 cm = 10⁻³ cm

Case 1 - REMOVAL OF SIDE MOULD

PLANE OF SYMMETRY OF ANVILS



Scales : co-ordinates — 1 cm = 10 cm
 displacements — 1 cm = 10^{-3} cm

RECAPITULATION OF CONCRETE PROPERTIES

Concrete strength varies with its age, the type of cement and the mix proportions.

The following table gives an example of conventionally accepted values:

	CEMENT CLASS 325	
Cement content	Compressive strength after 28 days (bars)	Tensile strength after 28 days (bars)
250	180	18
300	230	21
350	270	23
400	300	25

* The variation of strength with time, in the case of concrete with 300 kg of cement per m³, for example, is as follows: at 3 days, 7 bars; at 7 days, 14 bars.

The modulus of elasticity E varies with the strength, but its value is not always well defined. Indeed it is necessary to distinguish between permanent loadings and instantaneous loadings. The dynamic modulus is taken as equal to three times the long-term modulus.

Thus the values considered may vary between 10,000 and 30,000 MPa.

In those calculations, the value considered is:

$$E = 20,000 \text{ MPa}$$

If a different value is to be considered, it is necessary to alter proportionately the displacements and strains.

However, even multiplied by 10, the calculated displacements appear to be infinitesimal in relation to the dimensions of the block; the geometry of the block and the stresses are unaffected regardless of the E value chosen.

The calculated values of compressive and tensile strength are therefore valid regardless of the age and mix design of the concrete.

The concrete strength will be specified by reference to a table such as that presented above, introducing an adequate safety margin; this strength will be compatible with the maximum stresses obtained.

The other concrete characteristics taken into account in this study are:

- . density = 2.4 t/m³
- . Poisson's ratio = 0.2

DESCRIPTION OF LOAD CASES AND RESULTS

PRELIMINARY REMARKS

All the calculations were made for a block of 4 m³ (weight 9.4 t). The results are therefore only directly applicable to this particular size of block.

However, it is easy to deduce the stresses for any other size of block in the series.

Indeed, all the forces considered are proportional to the self weight and hence to the volume; consequently, the stresses are proportional to a volume divided by an area, that is a length.

They thus vary in proportion to the dimensions of the blocks (or to the cube root of their volume).

Thus, for example, a tensile stress of 0.35 MPa for a 4 m³ block corresponds to:

$$0.35 \times \sqrt[3]{\frac{16}{4}}$$

that is: 0.56 MPa for a block of 16 m³.

CASE No 1 - STRIKING OF THE MOULD

The block is in the as-cast position, resting on the base of its lower 'anvil', representing a frictionless contact. It is subject to its own weight. This situation is represented on sheet No 1.

The point of examining this load case is to determine the stresses and the deformations due to the cantilevering parts of the block, and thus to deduce the minimum striking times.

For a 4 m³ block, the maximum stresses are as follows (in MPa):

Tensile stress (MPa)	Compression (MPa)	Shear stress (MPa)
0,030	0,075	0,045

The maximum compression occurs in the centre of the contact area, the maximum tensile stress in the centre of the upper face and at the root of the stubs and the maximum shear stress on the frontal surface plane on the cantilevers of the lower 'anvil'.

Even when transposed to the biggest categories of block, these stresses are still very small.

The calculated displacements (less than 1/100 mm for E = 20,000 MPa) are insignificant since they correspond to removal of a mould that is infinitely rigid, which is not the case in practice.

In the final analysis, the conditions for thorough setting, the sufficient rigidity of the mould and the 'gentle' removal of the mould are more important than the actual strength of the concrete, which very soon becomes sufficient (after 24 hours or even less).

CASE No 2 - LIFTING BY UPPER ANVIL

This is a case which occurs during handling. The block, subject to its own weight, is held in the air by two supports acting on the lower surfaces of the upper anvil.

Each bearing area consists in a narrow strip, the width of which represents only 1/30th of the length of the 'anvil'.

This situation is illustrated on sheet No 2.

The point of examining this load assumption is to specify the time to be allowed before handling.

For a 4 m³ block, the maximum stresses are as follows (in MPa):

Tensile stress (MPa)	Compression (MPa)	Shear stress (MPa)
0,4	0,7	0,5

The corresponding critical areas are situated on the underside of the upper anvil, concentrated close to the root of the cantilever.

It goes without saying that the type of support envisaged here is unfavourable by comparison with a conventional method of handling which would distribute the load over a greater contact area.

The case studied here could be considered as corresponding to the particular situation of a block in the facing resting on two adjacent blocks.

The tensile stresses close to the central core do not exceed 0.2 MPa.

The displacements are small (less than 0.3×10^{-2} cm for $E = 20,000$ MPa)

The stress values obtained are not high, but could, if necessary, be increased to take account of the dynamic effects of handling - acceleration and deceleration - which alter the apparent weight of the block.

CASE No 3 - LIFTING UNDER THE CENTRAL STUBS

The block is held in the air by two supports acting on the extremities of the central stubs. The contact width is limited to 1/30th of the overall width of the block. The stresses are induced by the block's own weight.

This situation is illustrated on sheet No 3.

As in case No 2, the objective is to specify the time to be allowed before handling.

For a 4 m³ block, the maximum stresses are as follows (in MPa):

Tensile stress (MPa)	Compression (MPa)	Shear stress (MPa)
0,25	0,84	0,5

These stresses are concentrated close to the supports. Under the root of the stubs, the tensile stress is 0.1 MPa.

The same remarks can be made as in case No 2 concerning actual handling of the blocks to position them on the facing, with possible increased values due to dynamic effects.

The difference in values by comparison with case No 2 (as well as the smaller displacements less than 0.15×10^{-2} cm) is explained by the slightly greater moment of inertia of the central stubs compared to that of the 'anvil' cantilevers.

CASE No 4 - STORAGE ON THREE POINTS

The blocks is placed on the extremities of two anvils and on the extremity of one of the central stubs, as indicated by the diagram on sheet No 4.

The contacts with the ground are assumed to be frictionless, which is an unfavourable assumption with regard to deformations and stresses.

For a 4 m³ block, the maximum stresses are as follows (in MPa):

Tensile stress (MPa)	Compression (MPa)	Shear stress (MPa)
0,23	1,84	0,76

The maximum compression and shear stress correspond to the contact at the extremity of one of the central stubs. The maximum tensile stress occurs at the base of the same stub.

The compression on the other contacts is 1.5 MPa. At the root of the cantilevering upper anvil, the tensile stress is 0.07 MPa. These values are in fact more useful than the preceding values, which depend to a large extent on the gussetting of the angles (not represented) and on the state of the ground: hardness and irregularities.

The displacements are less than 0.2×10^{-2} cm.

It will be noted that the tensile stresses developed here exceed those developed in handling cases 2 and 3, if the contact areas are excluded. Thus, if handling is effected in such a way as to avoid concentrating the forces, it is the stresses in the case of storage which will become most important.

CASE No 5 - STORAGE ON ONE POINT AND ONE EDGE

The block rests on the edge of the lower 'anvil' and on the extremity of one of the central stubs. It is subject to its own weight.

This situation is illustrated on sheet No 5.

The contact with the ground is assumed to be frictionless.

For a 4 m³ block, the maximum stresses are as follows (in MPa):

Tensile stress (MPa)	Compression (MPa)	Shear stress (MPa)
0,29	2,83	1,17

CASE No 4 - STORAGE ON THREE POINTS

The blocks is placed on the extremities of two anvils and on the extremity of one of the central stubs, as indicated by the diagram on sheet No 4.

The contacts with the ground are assumed to be frictionless, which is an unfavourable assumption with regard to deformations and stresses.

For a 4 m³ block, the maximum stresses are as follows (in MPa):

Tensile stress (MPa)	Compression (MPa)	Shear stress (MPa)
0,23	1,84	0,76

The maximum compression and shear stress correspond to the contact at the extremity of one of the central stubs. The maximum tensile stress occurs at the base of the same stub.

The compression on the other contacts is 1.5 MPa. At the root of the cantilevering upper anvil, the tensile stress is 0.07 MPa. These values are in fact more useful than the preceding values, which depend to a large extent on the gussetting of the angles (not represented) and on the state of the ground: hardness and irregularities.

The displacements are less than 0.2×10^{-2} cm.

It will be noted that the tensile stresses developed here exceed those developed in handling cases 2 and 3, if the contact areas are excluded. Thus, if handling is effected in such a way as to avoid concentrating the forces, it is the stresses in the case of storage which will become most important.

CASE No 5 - STORAGE ON ONE POINT AND ONE EDGE

The block rests on the edge of the lower 'anvil' and on the extremity of one of the central stubs. It is subject to its own weight.

This situation is illustrated on sheet No 5.

The contact with the ground is assumed to be frictionless.

For a 4 m³ block, the maximum stresses are as follows (in MPa):

Tensile stress (MPa)	Compression (MPa)	Shear stress (MPa)
0,29	2,83	1,17

These three stresses occur in the area of contact of the central stub with the ground.

As in the preceding case, the absence of any chamfers on the edges on the model should be noted, as well as the attenuating effect of the ground in practice.

The tensile stress of 0.29 MPa is obtained in part by the assumption of frictionless contact. Indeed, in such an assumption, the points of contact tend to be forced apart.

On the contact edge, the compression is 0.8 MPa, the tensile stress 0.1 MPa and the shear stress 0.15 MPa.

At the base of the lower appendix, the tensile stress is 0.09 MPa, while at the diametrically opposite point (base of the upper stub), it is 0.03 MPa.

These are not the highest values recorded for these points (cf. case No 3, $\sigma_{\text{tens}} = 0.1$ MPa).

CASE No 6 - PINCHING

Two opposing forces are applied on either side of the block, at the extremities of the two anvils, over 1/30th of the total width. This case corresponds to a situation which could conceivably arise in the facing. However, by contrast with the preceding cases, which can easily occur, this case is somewhat theoretical.

This load assumption is illustrated on sheet No 6.

Little is known in fact about the forces sustained by the blocks in the facing, and the actual number of points of contact makes the applied forces hyperstatic, a phenomenon which indeed contributes to safety.

For a 4 m³ block, the maximum stresses are as follows (in MPa):

Tensile stress (MPa)	Compression (MPa)	Shear stress (MPa)
0,42	1,0	0,57

The stresses are all concentrated in the area of application of the external forces.

On the compressed side of the central core, the calculated value is 0.75 MPa, while on the side subjected to tensile stress, the value is 0.41 MPa.

This calculation does not take into account the block's own weight (this case of pinching may occur under water or above water level, and with various angles of inclination of the block: in fact, as with the following case No 7, this case is intended to be associated with other cases by linear combination, in order to generate the more complex situations encountered in situ).

CASE No 7 - TORSION

The block is subjected to two opposite couples created by forces applied at the extremities of the anvils (see sheet No 7), over 1/30th of the width of the block.

As with the case of pinching, this case represents a situation which could theoretically occur within a facing.

However, the fact that the ACCROPODE blocks are designed to be placed in a single layer only makes it unlikely that this load case will arise.

For a 4 m³ block, the maximum stresses are as follows (in MPa):

Tensile stress (MPa)	Compression (MPa)	Shear stress (MPa)
1,12	1,22	0,76

The compression and shear stresses occur in the areas of contact with the external forces. The values obtained are moderate.

In practice, these values may vary considerably depending on the contact area. There may be some surface crushing.

The tensile stress indicated is developed at one of the two angles where the central stubs are connected to the central core (the other angles being compressed). Since these angles are at some distance from the points of application of the external forces, the stresses involved are relatively independent of the contact area of these forces.

The high value obtained for the tensile stress must be interpreted taking into account the schematic nature of the model compared with the actual shape of the block; the schematisation being particularly pessimistic precisely at this point. In this respect, reference should be made to the diagrams on the following page, which show the difference between the actual block and the shape as examined by the finite elements study.

In the area of the central core, where the central stub and the anvil overlap, the model features a sharp angle, whereas the actual block has a small tetrahedron which prevents stress concentrations. Consequently, a tensile stress of 0.58 MPa in the centre of the most affected would seem to be more realistic.

CONCLUSION

In this finite elements study of the ACCROPODE block, a distinction should be made between the calculations concerning the possible situations of a block taken in isolation on the site: removal of mould, handling, storage, and the calculations concerning forces applied in the facing.

The latter calculations, such as 'pinching' and 'torsion', constitute a first stage in the analysis of forces affecting the block in situ, and cannot be considered as definitive. The estimation of the applied forces and the way in which they may be combined will require further research.

For the first calculations, on the other hand, the situation is well defined, and the calculated maximum stresses are a useful aid in drawing up the specifications concerning the concrete and phasing of work on the site.

The maximum tensile stress is 0.4 MPa for a block of 4 m³. It is applied close to the supports when the block is lifted by the extremities of the upper arvil.

For the whole series of block sizes, the following formula may be retained:

$$\sigma = 1.75 h \quad \sigma = 0.175 h \quad (\sigma \text{ in MPa, } h \text{ in m})$$

this formula giving the maximum tensile stress as a function of the height of the block.

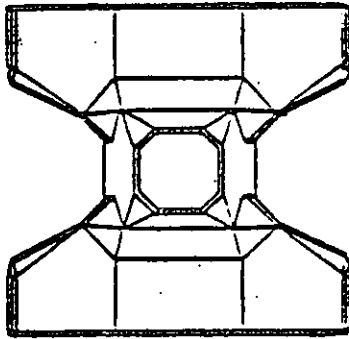
In our knowledge, this study of forces in the ACCROPODE block is unique, no equivalent study having been carried out for other types of sea armour block. It gives very satisfactory results, allowing highly efficient arrangements to be envisaged for ACCROPODE manufacturing sites.

However important this problem of block strength, other safety aspects must not be forgotten, and the Engineer must take into account the particular features of each structure: the acceptable level of risk and the capability of local firms to manufacture and place the blocks.

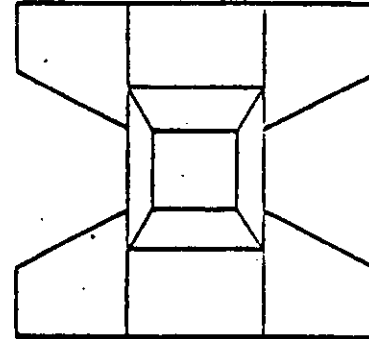
ACTUAL SHAPE OF THE ACCROPODE BLOCK

SCHEMATISATION OF THE BLOCK BY THE FINITE ELEMENTS STUDY

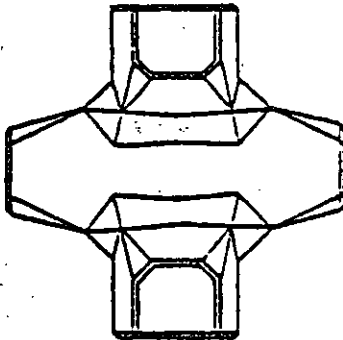
Elevation A



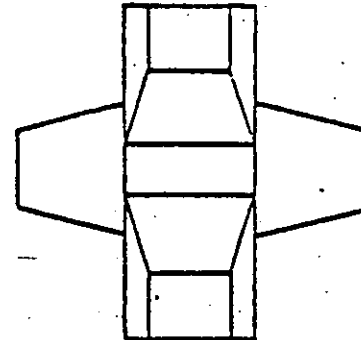
Elevation A



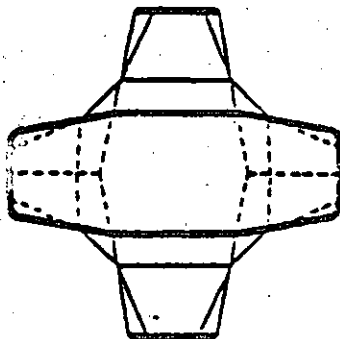
Elevation B



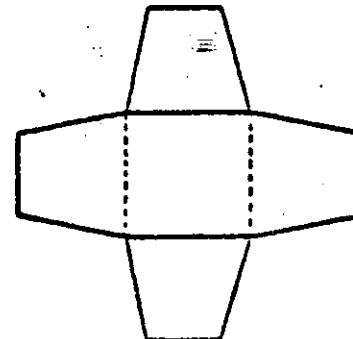
Elevation B



Plan view



Plan view



Note :

In the schematisation of the block for the finite elements study, it will be noted in particular that there is a far less effective overlapping between the stubs and the central core. This leads to an overestimation of the stresses in the corresponding areas. The absence of any chamfers on the external edges of the block should also be noted.



Appendix 2

MOULDS FOR ACCROPODE BLOCKS

The following companies would probably be prepared to quote prices for supplying this type of equipment:

Compagnie Française BK
151, rue de Billancourt
92100 BOULOGNE
Tel: (1) 604.81.94
Telex: CFBK 250694 F

BIEMONT
B.P. 230
37008 TOURS CEDEX
Tel: (47) 20.36.32
Telex: 750061 F

OUTINORD S.A.
ZI Garmatex de Mitry-Compans
6, rue Decauville
77290 MITRY MORY
Tel: (6) 427.81.82
Telex: 692214 F

CERCOMAT
15, rue de la Cerisaie
92700 COLOMBES
Tel: (1) 782.59.95
Telex: 610050 F

ALCAN
91, rue de la Jonquièrre
75017 PARIS
Tel: (1) 229.55.48
Telex: 650225 F

As an indication, the approximate ex-works price, not including taxes, of ACCROPODE block moulds is (in 1982):

Category	0,8 m3	15 000 FF
	1,5 m3	18 000 FF
	2,5 m3	20 000 FF
	4,0 m3	22 000 FF
	6,3 m3	27 000 FF
	9,0 m3	32 000 FF
	12,0 m3	40 000 FF
	16,0 m3	45 000 FF
	21,0 m3	52 000 FF



Appendix 3

SUMMARY OF TECHNICAL SPECIFICATIONS FOR THE FABRICATION AND PLACING OF ACCROPODE BLOCKS

Sogreah, owner of the ACCROPODE patent and trade mark, will place at the disposal of the contractor as from signature of the licence concession contract the special technical clauses relevant to ACCROPODE blocks.

1. MATERIAL SOURCES, QUALITY AND PREPARATION

1.1 CEMENT

The cement shall be:

- either type CHF 45 or CLK 45,
- either type CPA 45 or CPJ 45 approved for sea water applications and conforming to the AFNOR standard P.15-301,
- or of type V conforming to ASTM standard (CI50).

1.2 WATER FOR CONCRETE

Water for concrete shall comply with standard NFP 18303; a requirement additional to this standard is that the water must not contain more than 2 g of dissolved salts per litre.

The use of sea water in making concrete is strictly forbidden.

1.3 AGGREGATES

2

The aggregates must comply with the requirements for concretes of the type A AFNOR (NFP 18301 and NFP 18304) with the following modifications and additions:

- The maximum aggregate size for ACCROPODE blocks is:
 - / 80 mm for blocks smaller than 12 m³,
 - / 120 mm for blocks of 12 m³ and larger.
- The sulphate and sulphide contents must not lead to an anhydrite SO₃ content greater than 1 g/dm³ of concrete.
- The compressive strength, as measured on 60 x 120 mm test cylinders, must be greater than 45 MPa.
- The density of the concrete must be greater than 2.65 t/m³.
- The abrasion resistance test must give a percentage abrasion of less than 35% (Los Angeles test).
- The aggregates must be stocked in a sufficient number of separate gradings to enable a continuous grading to be easily achieved.
- The sand equivalent (ES) (piston) shall be between 75 and 90 for the sand.
- The fineness modulus of the 0/5 mm sand shall be between 2 and 3.
- The total percentage of elements finer than 80 μ must not exceed 2% of the total weight of aggregates.
- All aggregates shall be washed before mixing in concretes.

1.4 ADMIXTURES

Theoretically the concrete will be mixed with a plasticiser and air entrainer. All admixtures shall be in liquid form and shall be added to the mix automatically.

The use of accelerators in the mix is forbidden.

2. FABRICATION

2.1 CONCRETE

In theory the concrete is a plasticised concrete with a minimum cement content of 300 kg and a maximum of 350 kg per m³ of concrete.

The specified properties of the concrete are the following:

- 28 day characteristic compressive strength f_{ck} is equal to:
 - 26 MPa for blocks from 0.8 to 6.3 m³,
 - 27 MPa for 9 m³ blocks,
 - 28 MPa for 12-21 m³ blocks.
- The minimum permitted strength $f_{c_{mini}} = f_{ck} - 3$ MPa, that is 24 MPa for 9 m³ blocks.
- The maximum permitted temperature of the concrete on placing in the moulds is 30°.
- The concrete must be cured by means of a spray applied curing membrane.

2.2 FABRICATION METHOD

The mould is placed in the fabrication area either on a concrete surface or on compacted soil covered with a layer of levelled sand in turn covered with a waterproof sheet (polythene).

The concrete shall be compacted by poker vibrators during placing (minimum vibration frequency 9000 cycles per minute).

The moulds can be stripped once the concrete strength has reached 7 MPa.

2.3 BLOCK HANDLING IN THE FABRICATION AREA

- Blocks can be lifted once the compressive strength has reached 15 MPa (as measured by a calibrated sclerometer).
- Blocks shall be handled by means of a grab or fork which lift the blocks by the protruding stubs.

3. PLACING OF BLOCKS

3.1. TIME OF PLACING

4

A block may be placed once it reaches a minimum strength of 24 MPa, as measured by calibrated sclerometer. If no strength measurements are made a minimum period of 21 days between casting and placing must be observed.

3.2 ANGLE OF THE UNDERLYING SIDE SLOPE

- The blocks shall be placed on a slope which has been checked for compliance with a angle of 4 horizontal for 3 vertical. The slope will be formed of rockfill with individual block weights between 1/20 and 1/10 of the unit weight of the block.
- The tolerance measured vertically with respect to the theoretical profile is equal to $\pm h/6$ where h is the height of the block :

Size of blocks (m ³)	0.8	1.5	2.5	4	6.3	9	12	16	21
Tolerance (m)	<u>+0.22</u>	<u>+0.28</u>	<u>+0.33</u>	<u>+0.38</u>	<u>+0.45</u>	<u>+0.50</u>	<u>+0.55</u>	<u>+0.60</u>	<u>+0.66</u>

3.3 BLOCK PLACING PLANS

The blocks are placed in a single layer. A plan showing the presentation of the blocks must be prepared in accordance with the standard so that the number of blocks per square metre of plan area of facing can be respected, i.e:

Size of blocks (m ³)	0.8	1.5	2.5	4	6.3	9	12	16	21
Number of blocks per m ² of facing	0.750	0.466	0.340	0.250	0.182	0.144	0.121	0.100	0.082

The positioning of each block is achieved by means of a system attached to the placing crane.

3.4 HANDLING

The block shall be placed on the slope in theory with the aid of a sling or block grab which enables the blocks to be presented in different attitudes.

The block is not released until it is resting on the slope.

3.5 TOLERANCE

The number of blocks actually placed in the facing must be between 100 and 105% of the theoretical number for each 20 m section.

oOo



SOGREAH
Consulting Engineers

6

BIZERTE-ZARZOUNA FISHING HARBOUR

TUNISIA

ACCROPODE(R) BLOCK DROPPING TESTS

Juillet 1984

INTRODUCTION

The contracting group CAMPENON BERNARD CETRA/ALI MHENI has been appointed by the Tunisian Ministry of Equipment (Directorate of Air and Maritime Services) to build the new fishing harbour of Bizerte at the Zarzouna site, to the east of the existing harbour of Bizerte.

The overall layout of the new harbour, designed by SOGREA-H-SCET Tunisia, provided for the construction of two protective breakwaters, the configurations of which were optimised on a mathematical model. The design provided for a facing constituted by ACCROPODE(R) blocks of three different sizes (4 m³, 6.3 m³ and 9 m³).

The manufacture of these blocks, which was the subject of a contract for license concession and technical assistance between SOGREA-H and the contracting group, began on 3rd March, 1983.

Each set of shells (14 sets in all) produced on average one block per day. It was possible to envisage placing of the protective blocks on the main breakwater immediately on acceptance by the Administration of the breakwater core, toe mound and protective underlayer.

The first 6.3 m³ blocks were placed on 24 August 1983, at the level of the western roundhead of the northern breakwater. Once the placing team had got into its stride, the placing rate reached about 60 blocks per day.

With a placing schedule of one day per week, the first phase of protection of the main breakwater (that is excluding the crest works) was completed on 25 April 1984.

The present report gives an account of the dropping tests with 6.3 m³ ACCROPODE(R) blocks, which were performed on 26 April 1984.

2. TEST INSTALLATION

2.1 CRANE

The crane used for these tests was a LIMA 2400. This crawler-type crane, with a capacity of about 800 t.m, equipped with a 120 ft lattice-work jib, had been used to place all the ACCROPODE(R) blocks on the breakwater, and was also subsequently to be used to place the quay blocks.

Dropping of the ACCROPODE(R) blocks was obtained by disengaging the drum and releasing the brakes. The first tests, carried out with six-line reeving, were affected by substantial friction, both through the reeving pulleys and on the crane drum. Moreover, the reeving pulleys had a tendency to twist, so that the maximum dropping speed was quickly attained. The reeving was therefore reduced to two lines for the rest of the tests.

The drops obtained with this arrangement proved to be quite satisfactory, and the crane does not seem to have suffered, whether from the sudden rapid rotation of the drum or from the jerks in the jib caused at the moment of impact of the blocks.

2.2 POINT OF IMPACT

The tests were performed on the breakwater core.

The part of the structure on which the tests took place had been subjected to very heavy lorry traffic and crane movements, and was well consolidated (this impression was confirmed by measurements of settlement).

The dropping tests were performed in two stages, the block first of all being dropped on the quarry run (0-1000 kg) constituting the core of the breakwater, then on a parallelepiped concrete block of dimensions 2.25 x 2.25 x 1.40 m.

2.3 SLINGING

The slings used were the same as for placing of the blocks (30 mm diameter and coupled without eyes).

The blocks were lifted by the upper anvil, the hook being in one of two axes relative to the block:

- in one case the impact was effected on the central protuberance opposite the hook,
- in the other case the impact was effected on one of the protuberances forming the lower anvil.

2.4 BLOCKS USED

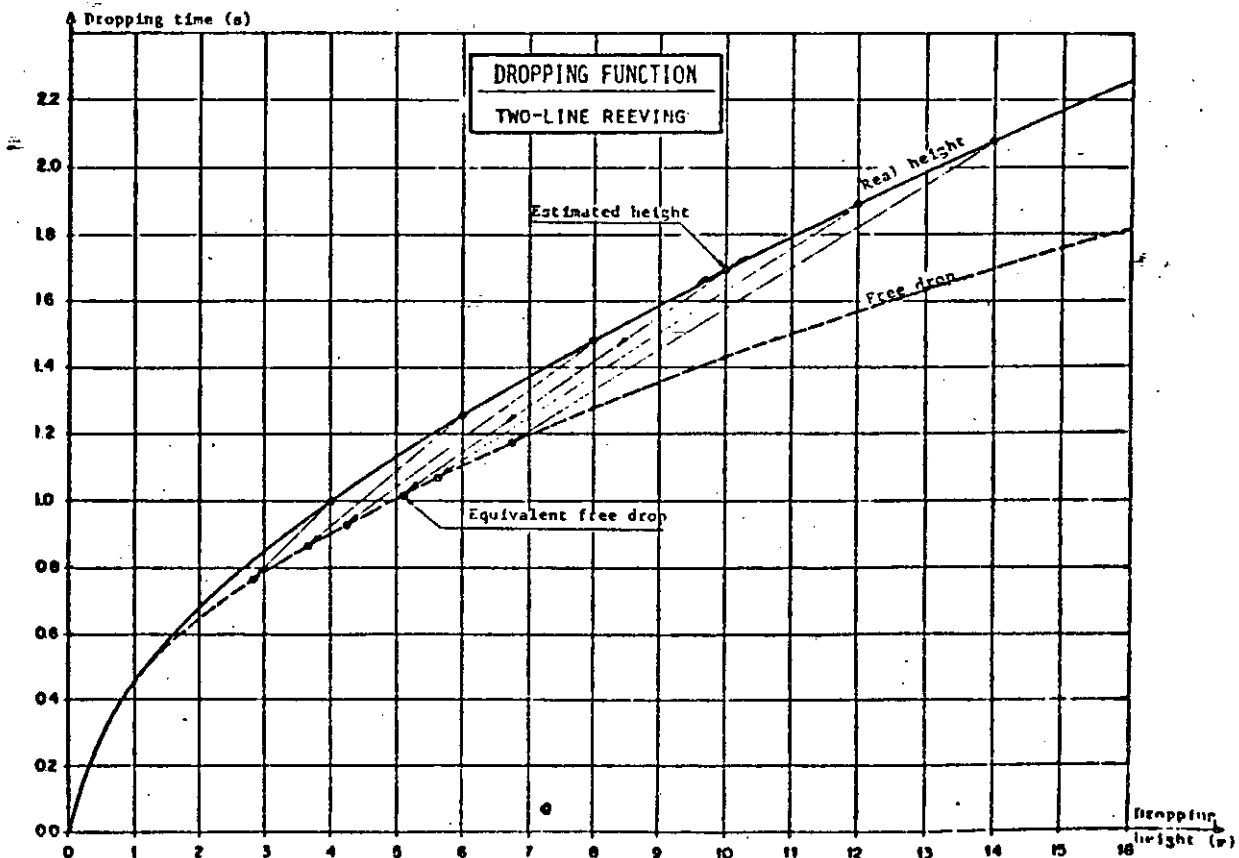
The tests were carried out with two blocks of 6.3 m3 nominal volume, complying with the technical specifications for manufacture.

3. TEST PROCEDURE

When it had been noted that the blocks were subjected to no damage when dropped on the core of the breakwater, regardless of the dropping height, testing was continued by dropping the block on the parallelepiped concrete block described above.

The blocks were dropped from increasing heights, starting again with the lowest height each time partial breakage of the block occurred. A graph of dropping time as a function of height was established (see figure 1), by interpolation from a series of observations, taking into account the error in use of stopwatch. Assuming the dropping heights to be exact, the speeds at the moment of impact were assessed graphically, and it was thus possible to deduce the equivalent free dropping heights.

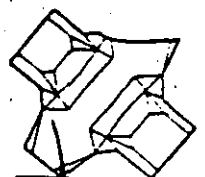
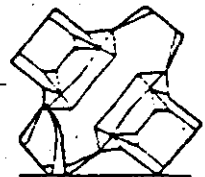
Figure 1



OBSERVATIONS

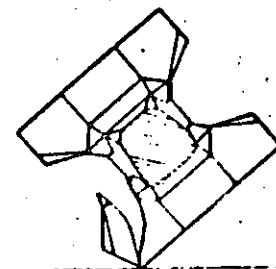
The observations are presented in tabular form hereunder:

FIRST 6.3 M3 BLOCK - SIX-LINE REEVING				
Point of impact	Estimated height (m)	Weight loss (%)	Accumulated loss (%)	Observations
Core of break-water	2	-	-	The block suffered no damage, but it was noted that the six-line reeving had the effect of significantly slowing down the drop. The dropping speed soon reached its peak. The kinetic energy of the block is absorbed by deformation of the quarry run.
	4	-	-	
	8	-	-	
Concrete block	0,50	-	-	The dropping height is progressively increased. Breakage of the central protuberance occurs with H = 10 m but the dropping time is about 4 s.
	1,00	-	-	
	2,30	-	-	
	8,00	-	-	
	10,00	5 %	5 %	
	8,00	-	5 %	The block is slung in the other direction. Breakage of the protuberance sustaining the impact occurs at a dropping height equivalent to that of the preceding test. The breakage area is identical.
	12,00	5 %	10 %	

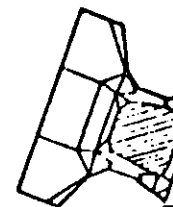


FIRST 6,3 M3 BLOCK - TWO-LINE REEVING - DROPPED ON CONCRETE BLOCK

Dropping time (s)	Estimated height (m)	Estimated speed (m/s)	Equivalent free drop (m)	Weight loss (%)	Accumulated loss (%)	OBSERVATIONS
0,21	0.50	3	0.50	-	-	. No damage.
0.29	1.00	4.5	1.00	-	-	. The second protuberance, fissured in the first phase of testing, breaks off.
0.34	1.50	5	1.20	-	-	
0.60	2.30	5.80	1.70	-	-	
0.67	2.80	6.20	2.00	-	-	
0.91	3.00	6.40	2.10	-	-	. Part of one of the protuberances of the anvil breaks off.
1.07	4.00	7.40	2.80	2 %	12 %	
1.12	6.00	8.50	3.70	23 %	35 %	. The block breaks at the base of the anvil. Its residual weight is more than 60 % of the initial weight.



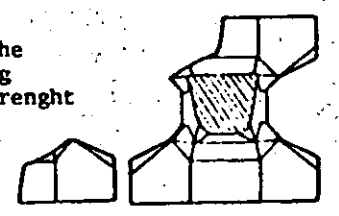
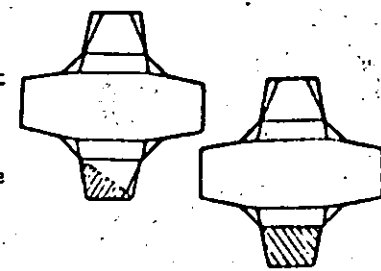
$H_e = 2.90 \text{ m}$



$H_e = 3.70 \text{ m}$

SECOND 6.3 M³ BLOCK - TWO-LINE REEVING

Dropping point	Measured time (s)	Estimated height (m)	Estimated speed (m/s)	Equivalent free drop (m)	Energy dispersed in chock (tf.m)	Accumulated energy (tf.m)	Weight loss (%)	Accumulated loss (%)	Observations
Core of breakwater	1.69	10	10	5.1	-	-	-	-	The ACCROPODE block presents no significant degradation. It seems that the kinetic energy of the block is almost entirely absorbed by deformation of the breakwater core. There should be no problem within the limits of dropping height imposed by the crane.
Concrete block	0.30	1	4.5	1.00	15	15	-	-	<ul style="list-style-type: none"> No damage suffered. Fissures appear in the protuberance.
	0.56	1.5	5	1.20	18	33	-	-	
	0.62	2.2	5.6	1.60	24	57	-	-	
	0.90	3.2	6.60	2.20	33	80	2 %	2 %	<ul style="list-style-type: none"> The fissured part breaks away from the block. No damage. Another big piece breaks off from the block.
	1.11	4.5	7.60	3.00	44	124	-	2 %	
1.23	6.3	8.60	3.80	57	181	2 %	4 %		
1.52	7	8.90	4.00	61	242	-	4 %	<ul style="list-style-type: none"> The extremity of the protuberance having broken off, the strenght of the block has increased. 	
1.89	11	10.20	5.30	80	322	-	4 %		
2.07	15	12	7.30	111	433	12 %	16 %	<ul style="list-style-type: none"> Half of the upper anvil breaks off. 	



5. THE ACCROPODE(R) COMPARED TO THE OTHER MAIN ARTIFICIAL BLOCKS

The test procedure used calls for two reservations:

- the small number of ACCROPODE(R) blocks subjected to these tests does not allow precise quantitative information to be determined,
- the procedure does not cover the risk of breakage due to fatigue, although this is perhaps the most frequent cause of breakage of blocks, subjected to rocking movements on the facing.

However, it is possible to make a qualitative comparison of the approximate results obtained by the present tests with those of tests performed with other types of artificial block.

5.1 CUBIC BLOCKS

Tests were performed at Sines with cubic blocks of different size (1). The following table sets out an extract of the results obtained, with blocks of 9 tf and 27 tf. Refer to document (1) for precise indication of procedure used.

	9 tf			27 tf			
V (m/s)	5	3	2,4	4,4	3,6	2,8	2,0
n _c	2	2	11	1	2	2	2
n _f	4	6	14	2	3	5	6

n_c: number of impacts before fissures appear

n_f: number of shocks before breakage.

5.2 TETRAPOD BLOCKS

Numerous dropping tests have been performed during the 30 years of use of the Tetrapod technique.

The different test installations adopted have the effect of diversifying the results.

The dropping heights generally adopted in order to obtain breakage are less than one metre.

Tests were carried out at Sète -FRANCE- in September 1983 with 8 m³ Tetrapod blocks (2). Four blocks were subjected to the tests. Breakage in each case occurred after three or four drops through a height of a few tens of centimetres on a non-deformable concrete surface. It is to be noted that the quality of the concrete, checked on core samples, was proved to be perfectly satisfactory for these blocks.

5.3 DOLOS BLOCKS

Tests were carried out at Sines (3) with 42 tf dolos blocks.

Breakage occurred with dropping heights of between 0.05 and 0.25 m depending on the nature of impact. Furthermore, it is to be noted that the tests carried out by Burchardt (4) enable estimation of the critical dropping height (causing breakage) at between 0.09 and 0.16 m for dolos of 1.5 and 5.4 tf.

It is also important to note that static tests have been carried out in the USA with fibre-reinforced concrete (5). By contrast with conventional steel reinforced blocks, the appearance of fissures is significantly delayed, and it would seem that the use of fibres, whether or not of the metal type, brings significant improvements as regards both abrasion and resistance to fatigue. It nevertheless appears, despite these improvements, that the dolos presents an excessive fragility due to its shape, and that the risk of breakage on the facing remains (6).

6. RESULTS AND CONCLUSIONS

Tests of breakage of 4 m³ ACCROPODE(R) blocks were carried out on the work site in Sète harbour in 1980. These tests, performed with a loader, showed the strength of the block, but the testing method applied did not enable any quantitative information to be derived.

On the other hand, the tests carried out at Bizerte clearly demonstrate the following characteristics:

- The strength of the ACCROPODE(R) block is significantly greater than that of the other blocks that are designed to interlink or hook on to each other (Tetrapod, Dolos, Stabit, Dinosaur...). This is explained by the massiveness of the protuberances and the progressiveness of their connection to the central core.
- The breakage occurs progressively. Weight losses are generally low by comparison with the unit weight of the block, in marked contrast to what generally happens to other types of block. Moreover, the breakage of one protuberance, further increases the strength of the block.

Thus it appears that the ACCROPODE(R) block differs significantly from the other artificial blocks used for protective armours of maritime structures:

- the massive shape of the block makes it intrinsically strong;
- the K_D coefficient used for preliminary sizing of the blocks gives unit weight values that are practically equivalent to those of grooved cubic blocks, thus giving a high degree of weight-induced stability;
- the placing of the blocks in a single layer limits the rocking movements, hence also the risk of breakage due to repeated shocks;
- the breakage of an ACCROPODE(R) block on the facing, assuming that such breakage were to occur despite the substantial safety margin already demonstrated, would in no way threaten stability of the facing, since it would not notably decrease the unit weight of the block.

It may also be noted that the scale model tests undertaken by SOGREAH or in numerous other laboratories have shown that even if a gap is deliberately created in the armour (by removing one, two or even three blocks), this tends to close up naturally by settlement of the armour. In the tests carried out to date, there have been no cases where the underlying rocks (assumed to be correctly sized) are sucked out through the armour and washed away.

oOo

The overall stability of an armour formed with artificial blocks depends on two factors:

1) Stability of the blocks under wave attack

This stability may be assessed with a fairly high degree of accuracy by laboratory tests. The tests using the ACCROPODE(R) technique, whether general tests or tests for specific projects, have been sufficiently numerous for the capacities of the block in this respect to be correctly assessed.

2) Perennity of the actual blocks

The fragility of the blocks on the scale model is by no means representative of that of the real-size blocks. The tests performed to date with a view to improving this representativeness have not yet proved fully satisfactory.

At present, therefore, only full-scale or large-scale tests would seem to be capable of giving satisfaction.

The tests carried out at Sète and at Bizerte enable the ACCROPODE(R) block to be situated relative to the other types of artificial block.

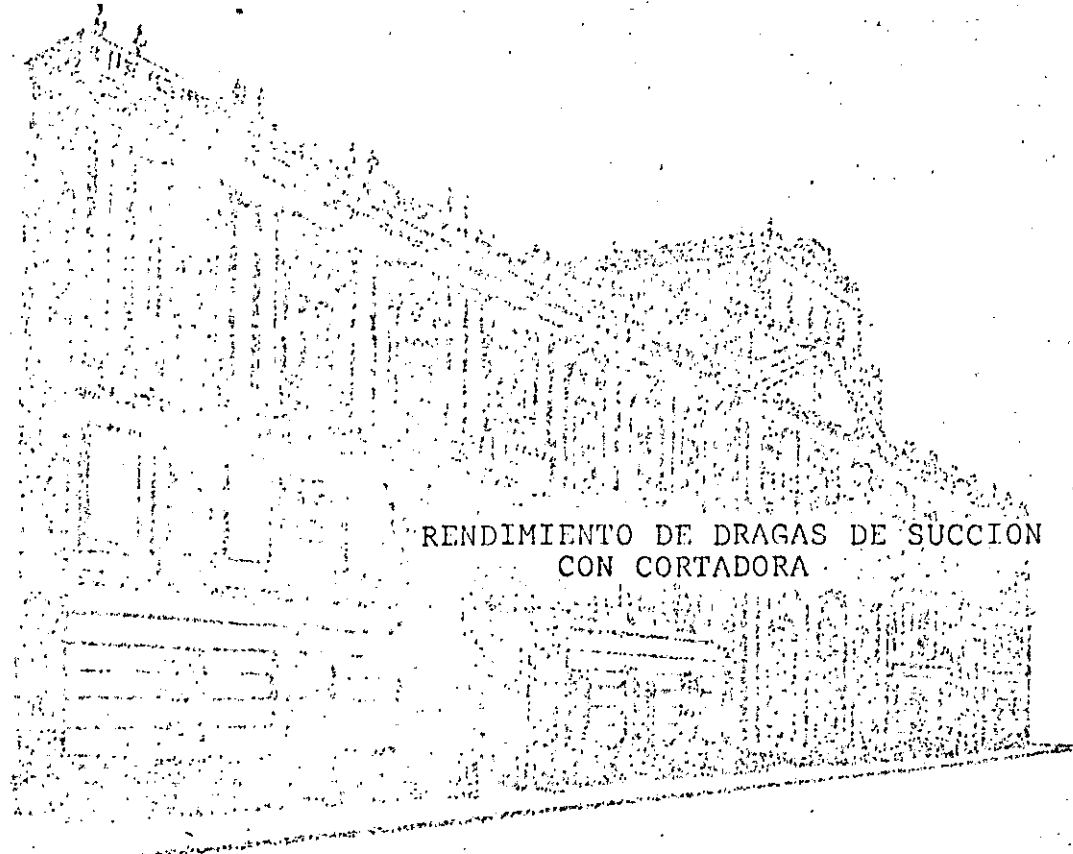
In conclusion, the ACCROPODE(R) block seems to be an effective compromise between:

- .. the solutions using grooved cubic blocks, which present satisfactory safety provided that they are correctly sized, but which are relatively disadvantageous from the point of view of cost, especially for protection of roundheads,
- . and the solutions using artificial blocks of sophisticated shape, in respect of which the criterion of fragility has hardly been taken into account if at all, and the behaviour of which in full scale applications would seem to differ significantly from the behaviour in scale model tests.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: INGENIERIA DE AEROPUERTOS, MODULO:
CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS"
DEL 11 DE MARZO AL 7 DE JUNIO**



**RENDIMIENTO DE DRAGAS DE SUCCION
CON CORTADORA**

**ING. JULIO PINDTER VEGA
JUNIO DE 1985**

RENDIMIENTO DE DRAGAS DE SUCCION CON CORTADORA.

Características generales de dragas con diámetros de tubería de succión de 350 a 800 m.m.

	Ø Suc. x Ø Desc	Pump power kW (hp)	Diam. suction tube mm	Cutter power kW (hp)	Dredging depth in m
1	350 x 350 mm.	130 (180)	260	33 (45)	8 - 8
2	350 x 350 mm.	230 (275)	260	33 (45) 50 (70)	8 - 10
3	350 x 350 mm.	260 (355)	300 - 350	33 (45) 50 (70)	8 - 10
4	450 x 450 mm.	340 (465)	300 - 350 - 400	50 (70) 90 (120) 110 (150)	10 - 12
5	450 x 450 mm.	515 (700)	350 - 400 - 450	90 (120) 110 (150)	10 - 12
6	550 x 500 mm.	670 (840)	400 - 450 - 500	110 (150) 170 (230)	14 - 16
7	550 x 500 mm.	810 (1100)	450 - 500 - 550	110 (150) 170 (230) 265 (360)	14 - 16
8	700 x 650 mm.	1215 (1650)	600 - 650 - 700 - 750	170 (230) 265 (360) 370 (500) 550 (750)	16 - 18 - 20 - 22
9	700 x 650 mm.	1620 (2200)	650 - 700 - 750 - 800	265 (360) 370 (500) 550 (750)	16 - 18 - 20 - 22
10	800 x 750 mm.	2 x 1215 (2 x 1650)	700 - 750	370 (500) 550 (750)	18 - 18 - 20 - 22
11	800 x 750 mm.	2 x 1215 (2 x 1650) 1 x 740* (1 x 1000)*	700 - 750	740 (1000)	22
12	800 x 750 mm.	2 x 1520 (2 x 2100) 1 x 740* (1 x 1000)*	750 - 800	885 (1200)	22

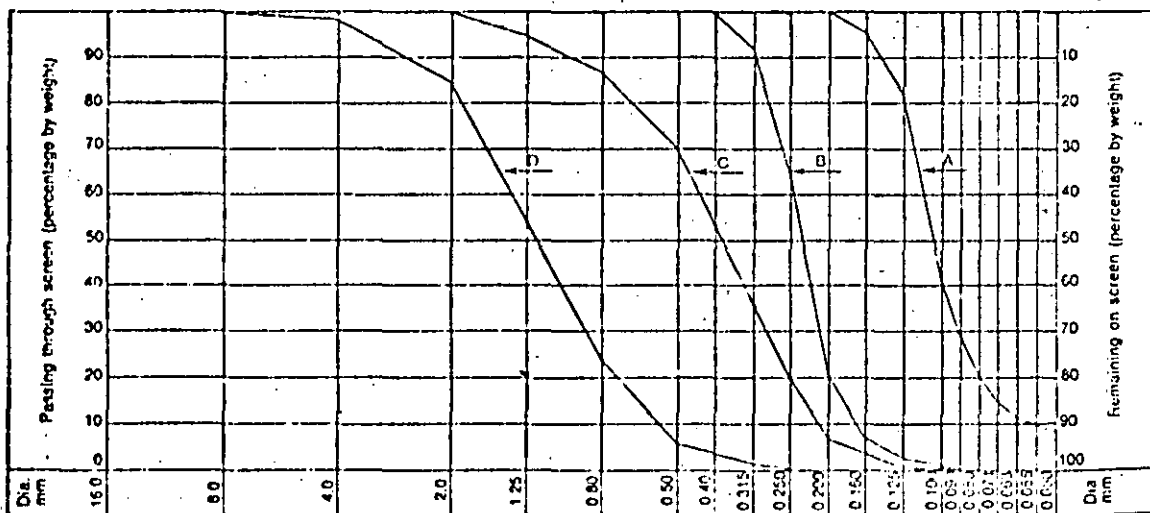
MP = Mono Pontoon version * = Submerged dredgepump

Características básicas tomadas en cuenta en los rendimientos.

- Volúmenes de material dragado por hora-bomba efectiva.
- Elevación de la tubería (+ 4 m.) y 15 uniones de tubería de descarga.
- 20% de concentración promedio de sólidos para dragas tipo 1 al 10.
- 25% de concentración promedio de sólidos para dragas tipo 11 y 12.
- Peso específico del material dragado 1.85 ton/m³.

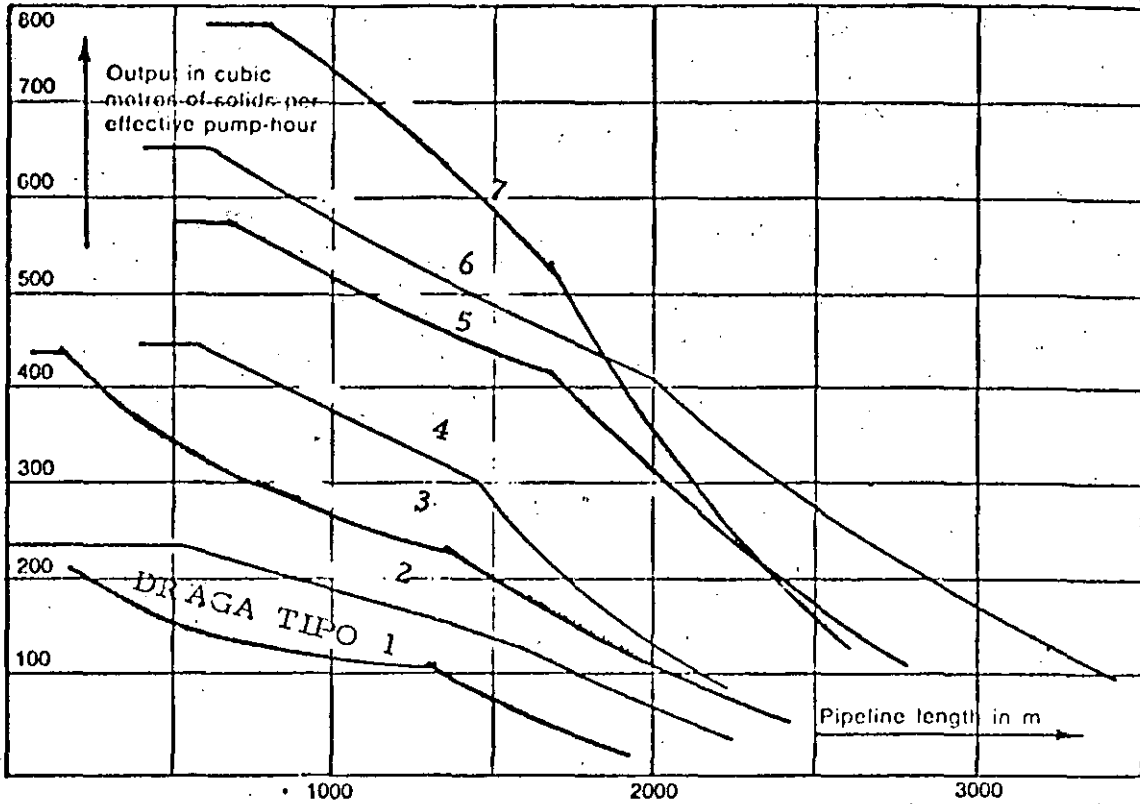
Distribución granulométrica suelo será:

- A.- Arena fina
- B.- Arena media.
- C.- Arena gruesa.
- D.- Arena gruesa/grava



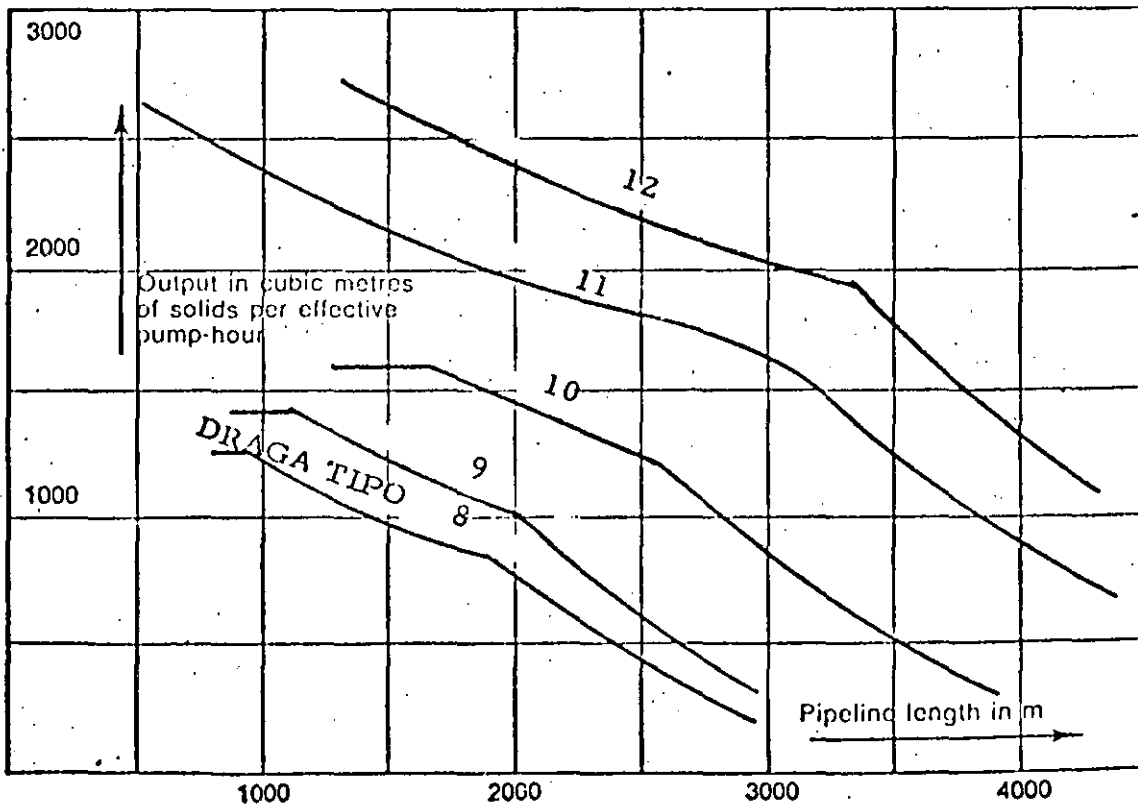
DRAGAS TIPO 1 A 7

MATERIAL "B"

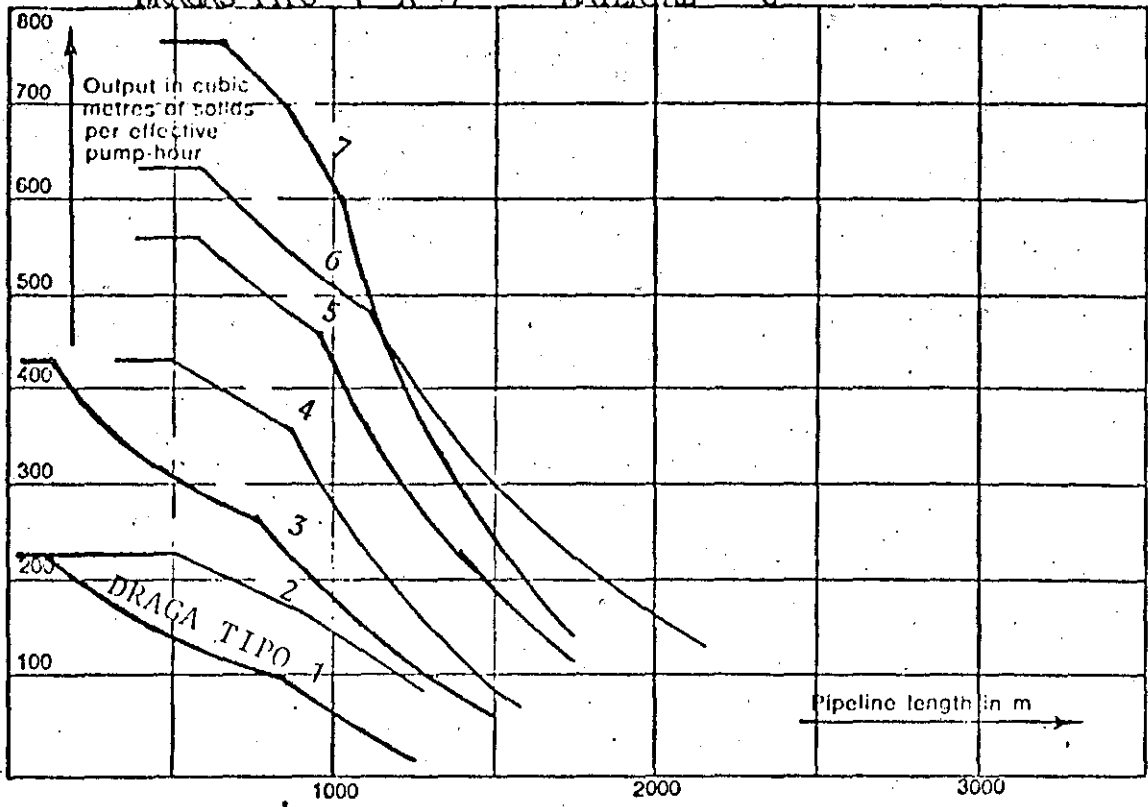


DRAGAS TIPO 8 A 12

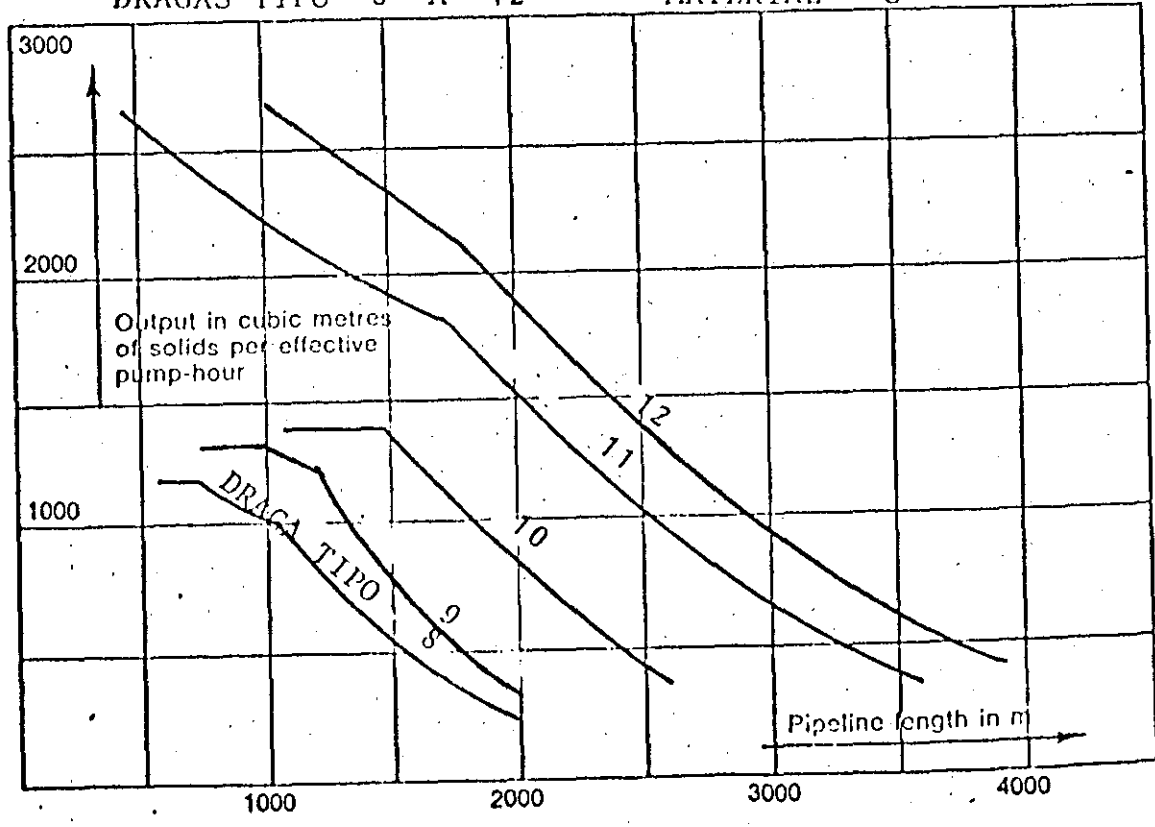
MATERIAL "B"



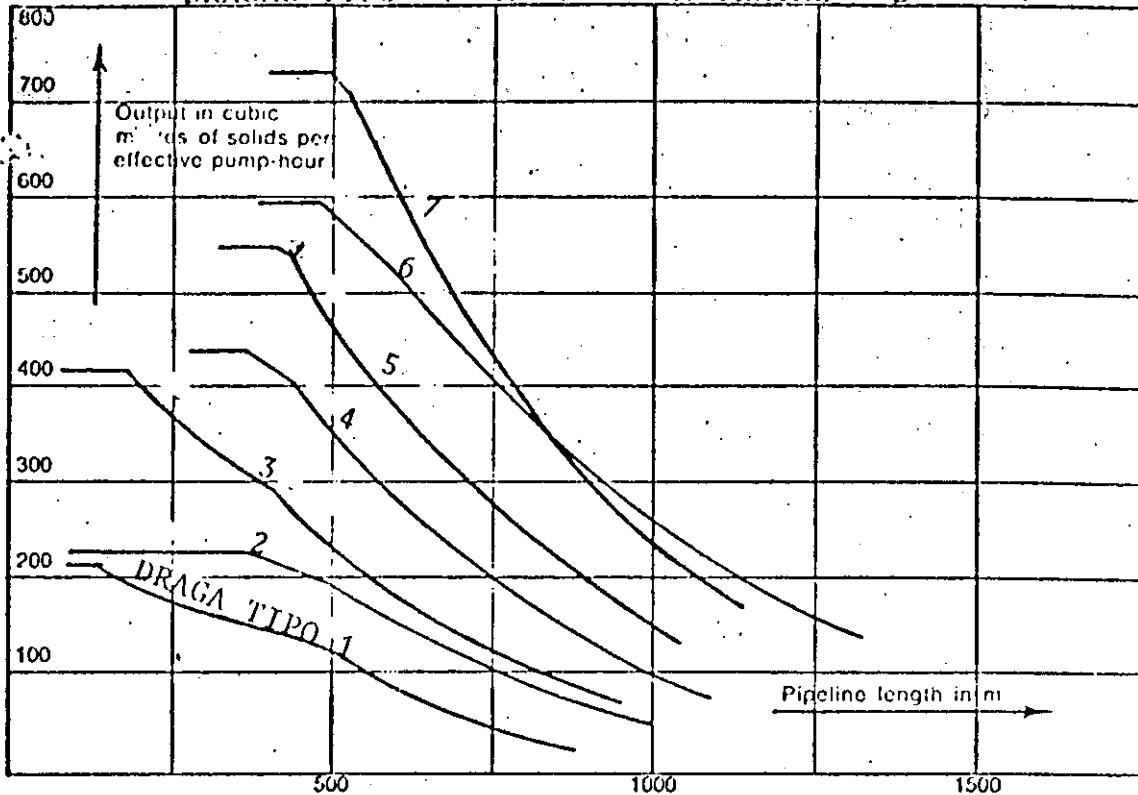
DRAGAS TIPO 1 A 7 MATERIAL "C"



DRAGAS TIPO 8 A 12 MATERIAL "C"



DRAGAS TIPO 1 A 7 MATERIAL "D"



DRAGAS TIPO 8 A 12 MATERIAL "D"

