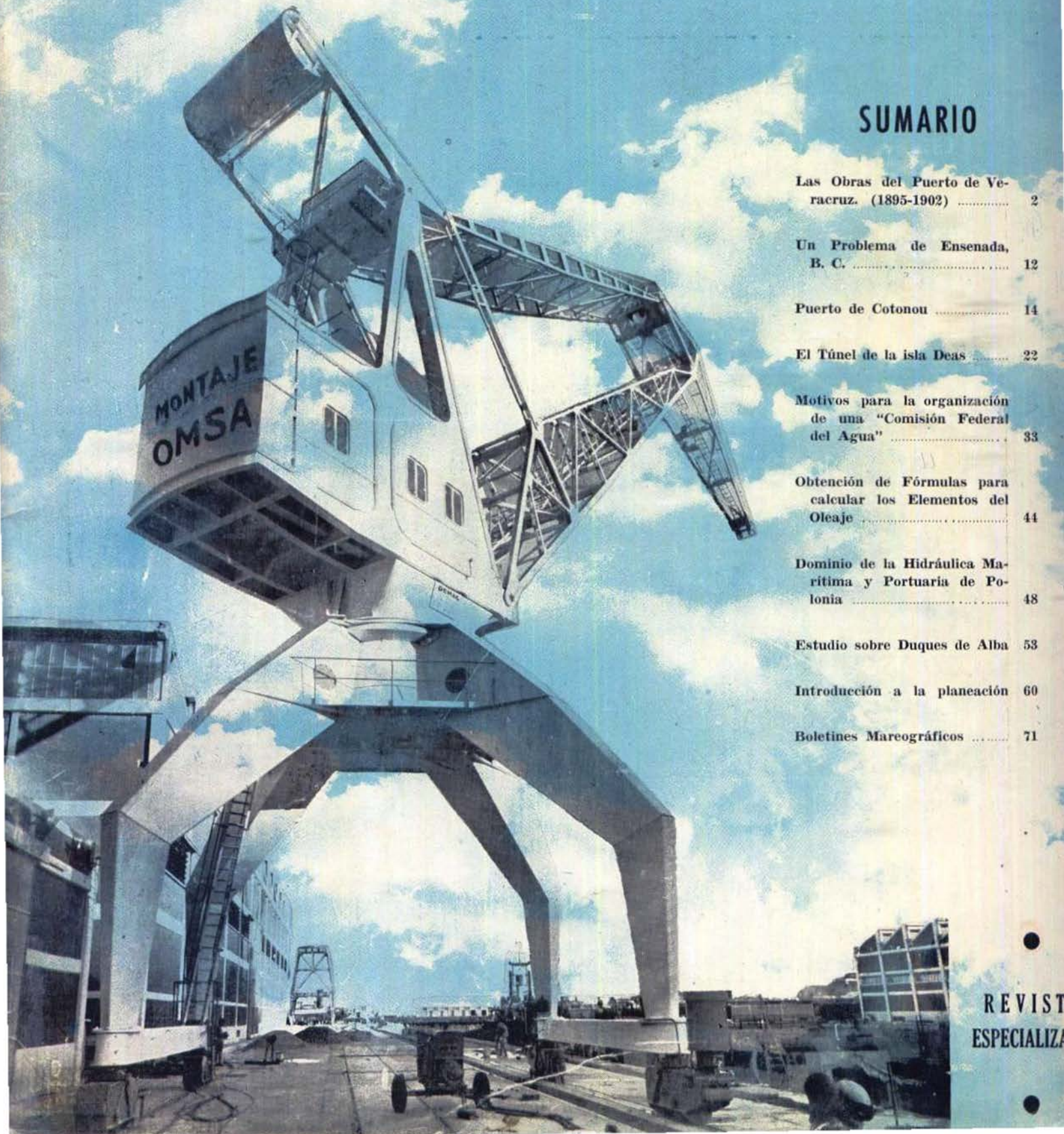


REVISTA
TECNICA

OBRAS MARITIMAS

SUMARIO

| | |
|---|----|
| Las Obras del Puerto de Veracruz. (1895-1902) | 2 |
| Un Problema de Ensenada, B. C. | 12 |
| Puerto de Cotonou | 14 |
| El Túnel de la isla Deas | 22 |
| Motivos para la organización de una "Comisión Federal del Agua" | 33 |
| Obtención de Fórmulas para calcular los Elementos del Oleaje | 44 |
| Dominio de la Hidráulica Marítima y Portuaria de Polonia | 48 |
| Estudio sobre Duques de Alba | 53 |
| Introducción a la planeación | 60 |
| Boletines Mareográficos | 71 |



AGENCIAS MARITIMAS DEL PACIFICO, S. A.

Agentes de Vapores

Gante 4 - Desp. 306 México, D. F.

Dirección cablegráfica en todas las oficinas:

A M M S A

Oficina Principal: Gante 4 México, D. F. °

SUCURSALES EN:

Ensenada, B. C. Mazatlán, Sin.
Guaymas, Son. Manzanillo, Col.
Hermosillo, Son. Acapulco, Gro.
y
Salina Cruz, Oax.

OBRAS DE MEXICO, S. A.



Construcciones en General y
Obras Portuarias



Reforma No. 95 Despacho 726
México, D. F.

"TREBOL"

CIA. CONSTRUCTORA, S. A.

Construcciones en General

OBRAS PORTUARIAS

CAMINOS - EDIFICIOS

TECNICA Y RESPONSABILIDAD

Ing. Francisco Rodríguez Cano
GERENTE

13 de Septiembre No. 25 Tels. 15-44-16 y 15-19-86
TACUBAYA, D. F.

CONSTRUCTORA "MALTA", S. A.



CONSTRUCCIONES
EN GENERAL
OBRAS PORTUARIAS



Circunvalación No. 3
Teléfono 30-66 Mazatlán, Sin.

Viaducto Miguel Alemán No. 63 Bis
Teléfono 15-35-40 Tacubaya, D. F.

1.3.5

Autorizada como Correspondencia de 2a. Clase en la Administración de Correos Número Uno, con registro 23384 del 21 de agosto de 1956.

REVISTA
TECNICA

OBRAS MARITIMAS

Oficinas:
IZAZAGA 23 planta baja
Apartado Postal No. 2671
Teléfonos 18-59-89 12-02-21

NUMS. 48, 49 y 50

Octubre, Nov. y Diciembre

AÑO V

1960

DIRECTORIO

Director General
Ing. Roberto Mendoza Franco

Gerente
Ing. Francisco Ríos Cano

Administrador
Alberto Carranza Mendoza

Publicidad
Jorge Zermeño Herrera
Ing. Pablo Sandoval Macedo

Fotografía
Ing. Jorge Belloc Tamayo
Ing. Jorge Becerril Núñez

Director de Edición
Prof. Miguel Huerta González

Jefe de Redacción
Ing. Roberto Bustamante Ahumada

Asesor Jurídico
Lic. Juan Lagos Oropeza

Gerente fundador
Ing. José Sánchez Mejorada

CUERPO DE REDACTORES

Ing. Francisco J. Berzunza V. Ing. Manuel Coria Treviño. Ing. Humberto Cos Maldonado. Ing. Manuel Díaz Marta. Ing. Julio Dueso Landaida. Lic. Julieta García Olivera. Ing. Luis Hernández Aguilar. Ing. Alfredo Manly Mc. Adoo. Dr. José A. Merino y Coronado. Ing. Daniel Ocampo Singüenza. Ing. Sadot Ocampo. Ing. Héctor Manuel Paz Puglia. Ing. Melchor Rodríguez Caballero. Ing. Samuel Ruiz. Lic. Marco Antonio Rodríguez Macedo.

COLABORADORES

Ing. Pedro Castellanos López. Ing. Félix Colinas Villoslada. Ing. Angel Chong Re-
neau. Ing. Fernando Dublán Carranza. Ing. Alberto J. Flores. Ing. Luis Huerta
Carrillo. Ing. Héctor Jiménez Cházaro. Ing. José Alfonso Marín. Ing. Alberto J.
Pawling Jr. Ing. Ricardo Palacios Molinet. Ing. Jesús Sánchez Hernández. Ing.
Eugenio Urtusástegui.

NUESTRA PORTADA

Grúa viajera de 10 tons. a 20 metros y 6 tons. a 30 metros. Montada por la "CONSTRUC-
TORA OMSA" en el Dique Seco de Salina Cruz, Oaxaca, Compañía Constructora que tie-
ne a su cargo la ejecución de las obras portua-
rias de tan importante puerto del Pacífico.

Suscripción anual , 50.00
Suscripción 6 meses , 30.00
Precio por ejemplar \$ 5.00
Números atrasados , 20.00

Impresa en los Talleres de imprenta y Offset
"POLICROMIA", por Editorial "OBRAS MA-
RITIMAS", S. de R. L. Céd. Emp. 22310 So-
cio de la H. Cámara Nacional de Comercio de
la Ciudad de México con credencial No. 14505.

LAS OBRAS DEL PUERTO de VERACRUZ

(1895 - 1902)

El presente trabajo, nos fue enviado por el Ing. Mauricio Osorio, Residente de las Obras del Puerto de Veracruz, el cual fue tomado del jollete publicado con motivo de la inauguración que de las obras del puerto (1902) hizo el señor general Don Porfirio Díaz Presidente de la República Mexicana.

CAPÍTULO I

Reminiscencias del pasado — Beneficios de las Obras del Puerto de Veracruz

Este es un momento de justo regocijo para Veracruz, pues hoy se inauguran sus obras de puerto y con ellas se completa uno de los puertos artificiales más hermosos del mundo, y se transforma una rada, que era notoriamente una de las más peligrosas en todas las costas americanas, en puerto cómodo o bien abrigado para todos los buques. Tan feliz acontecimiento se debe a la patriótica y progresista política de las autoridades de México, de su ilustre Presidente, el Sr. General Don Porfirio Díaz, y de sus dos Ministros de Comunicaciones y Obras Públicas, los Generales Don Manuel González Cosío y Don Francisco Z. Mena, con la valiosa colaboración del Sr. Ingeniero Don Santiago Méndez, quien ha desempeñado la Sub-Secretaría con ambos señores. Esta Grandiosa obra se ha efectuado con un costo de cerca de ... \$30.000.000

En ocasión como ésta, no puede uno menos que comparar en la imaginación del puerto en sus actuales condiciones con la rada tal como estaba cuando Hernán Cortés, algunas de cuyas obras aun existen, desembarcó en el mismo punto, y al establecer la comparación, se puede formar concepto de los milagros de la ciencia moderna y de la prosperidad económica.

Por otra parte, Veracruz no carece de pintorescas reliquias y reminiscencias de tiempos pasados, y el nombre de Cortés trae a la memoria las muchas peripecias por las cuales ha pasado la ciudad desde sus días. Aquí llegaban y de aquí salían las naos españolas, consideradas justa presa de quien las pudiera tomar; y Veracruz fue el teatro de muchas de las más afamadas hazañas de los corsarios, desde los tiempos de Drake hasta los de Lorencillo.

Las dragas modernas han extraído del fondo de la bahía numerosas reliquias del borrascoso pasado, mudos pero elocuentes testigos de la azarosa existencia porque ha pasado la Heroica. Estas reliquias toman la forma de balas de fierro y piedra para cañón, bayonetas, pistolas, sables, arcabuces y doblones, todos los cuales continuamente salen a la luz del día

Prueba elocuente del peligroso carácter que en anteriores tiempos tenía el Puerto de Veracruz, bajo otro punto de vista, se encuentran sólo en los registros de un sinnúmero de desastres marítimos, sino en el hecho de que, a pesar de haberse quitado todo lo que podría constituir un peligro para navegación dentro de la extensión ahora abrigada, siete u ocho buques naufragos todavía quedan dentro de esa extensión.

Durante un norte que sopló en el año de 1851, trece embarcaciones zozobraron en la rada de Veracruz. Este caso fue sin duda inusitado; pero sin embargo, cada buque que entraba al puerto durante la temporada de nortes, quedaba constantemente expuesto a correr la misma suerte y puede decirse que la seguridad sólo se gozaba mediante una eterna vigilancia. Durante dicha temporada, y antes de emprenderse las obras del Puerto, todo vapor tenía la obligación de mantenerse enteramente listo para hacerse a la mar de un momento a otro, y a la primera indicación que se presentara de un norte, y aun con tiempo favorable, tenía siempre que mantener su hélice funcionando suavemente para quitar algo de la tensión sobre sus amarras. Aun cuando el tiempo estaba bueno y se podía practicar las operaciones de carga y descarga, hubo que hacerlo por medio de lanchas de alijó a su costado, para que los buques lo pudieran utilizar en tales operaciones. Un ligero viento bastaba para hacer que se suspendieran todas las operaciones de carga y descarga. La pérdida de tiempo que se originaba por este primitivo sistema era sólo uno de los inconvenientes, pues también se sufrían grandes pérdidas de di-

COMO VERACRUZ FUE CONVERTIDO EN PUERTO ABRIGADO

nero por las repetidas maniobras, sin hablar de los datos a los mismos efectos. Siempre que impulsado por alguna necesidad, como la de hacerse a la mar en determinado tiempo, un capitán insistía en seguir su descarga a pesar de una ligera brisa, no era raro, al izar los bultos sobre el costado del buque, que estos fueran a dar al fondo del mar en lugar de la lancha. En una palabra, la visita de un buque al Puerto de Veracruz era motivo de inquietud a su capitán, a sus armadores y a los consignatarios de las mercancías, hasta que éstas quedaban seguras en tierra.

Actualmente, y como resultado de las obras del puerto que han constituido los Sres. S. Pearson & Son, un buque puede aguantar con toda seguridad y en el puerto abrigado, el más furioso norte que sople. Los buques atracados a modernos muelles pueden, previa la inspección aduanera, descargar su cargamento en carros de ferrocarril. Hoy día es algo difícil formarse concepto exacto de la diferencia entre el costo de la maniobra de una tonelada de carga desde el buque al carro de ferrocarril, bajo el sistema antiguo y lo que cuesta bajo el nuevo, puesto que este no está todavía en plena explotación. Se supone que pronto se organizará una compañía terminal que se encargue expresamente de este servicio. Pero la economía que se ha ganado en fletes, seguros y en los gastos re descarga, *no puede bajar de dos pesos tonelada*, bajo las condiciones mejoradas que pronto han de existir comparadas con las antiguas.

En una palabra, las magníficas obras que hoy se inauguran, por razón de su magnitud y de su utilidad pública, han de redundar en prestigio duradero, no sólo del gobierno que las emprendió y las llevó a debido efecto, sino también del Sr. Emilio Lavit, el Ingeniero Inspector que vigiló la esmerada ejecución de la obra en todos sus detalles. Los importantes servicios y méritos de este caballero han sido reconocidos por el gobierno y han ameritado su nombramiento de Inspector General de Obras de Puerto para toda la República.

Como en todas las obras modernas de esta clase, hubo bastante incertidumbre, antes de su ejecución, acerca de su éxito; no tanto bajo el punto de vista del abrigo quedarían los buques contra los vientos dominados como en cuanto al costo de su mantención. Aunque el Sr. Lavit, siguió lo general el proyecto sometido por el Capitán Eads, no faltaron opiniones adversas; pero la terminación de las obras ha hecho callar a estos críticos, porque no sólo son las obras del Puerto de Veracruz un completo triunfo desde el punto de vista técnico, y en cuanto que proporcionan un perfecto abrigo a los buques, sino también por el hecho de que el costo de mantención ha resultado en la práctica nulo. Este dato debe aumentar en mucho la satisfacción que sienten, tanto el gobierno como el Ingeniero, con motivo de la inauguración.

Desde la época de la Independencia, los gobiernos de México comprendieron la necesidad de hacer de Veracruz un puerto debidamente equipado con las facilidades que correspondían a su supremacía como puerto de importación y exportación. Pero las luchas intestinas, las finanzas desarregladas y las dificultades inherentes a la tarea, impidieron su seria consideración hasta que comenzó la era estable y próspera del Sr. general don Porfirio Díaz.

El progresista Ayuntamiento de Veracruz tomó la iniciativa en el año de 1882, pidiendo al afamado capitán Eads que preparara un proyecto para las mejoras del puerto. La obra se emprendió con arreglo al proyecto del capitán Eads, y con imponentes ceremonias, el 10 de agosto de 1882, colocándose la primera piedra detrás del castillo de San Juan de Ulúa.

Más tarde, y en representación de los Sres. Buette Case y Cía. de París, el ingeniero Eduardo Thiers propuso varias modificaciones en el proyecto sometido por el capitán Eads, y habiéndose admitido éstas por el Ayuntamiento de Veracruz y por el supremo gobierno, se celebró un contrato para la obra con el Sr. Thiers en abril de 1885, por el Sr. general don Carlos Pacheco, entonces Secretario de Fomento, y por una comisión que representaba la ciudad de Veracruz, compuesta de los Sres. Domingo Bureau, José González Pagés, Salvador Carraú, José Ledesma y José Mariano Fernández. Sin embargo, no se dio principio a la obra sino hasta el año de 1887, cuando el gobierno federal, habiendo declarado caduco el contrato, lo pasó al Sr. don Agustín Cerdán, quien siguió ejecutándolo hasta abril de 1895, cuando él a su vez lo traspasó a los Sres. S. Pearson & Son, de Londres, quienes han tenido la buena fortuna de llevar esta monumental obra a feliz término.

El problema que afrontó el Gobierno y que con tanto éxito ha resuelto, era el de convertir la rada abierta de Veracruz en puerto abrigado, por medio de defensas artificiales y aprovechando los elementos naturales.

Los elementos naturales en este caso consistían en los arrecifes de coral que en parte circundaban la bahía, y que anteriormente constituyendo un peligro han venido a formar parte del proyecto para la protección del puerto.

Los arrecifes por el lado norte eran la Caleta, cerca de la playa y la Gallega, a distancia de 600 metros mar adentro; y por el sur el de los Hornos, cerca de la playa, y la Lavandera, a cosa de 320 metros mar adentro. De estos arrecifes la Gallega es el más extenso, pues se extiende frente a la ciudad de Veracruz por una distancia de 1,200 metros. Estos

arrecifes formaban una especie de bahía con una amplitud de 2.000 metros, pero siempre dejándola enteramente expuesta a los vientos del norte y nordeste. Siempre que soplaban un fuerte norte, las aguas del Golfo eran arrojadas con gran violencia por el estrecho paso entre la Caleta y la Gallega, barriendo toda la bahía sin estorbo alguno. El único abrigo que hallaban los buques que quedaba en tales condiciones, se encontraba en un pequeño espacio a sotavento del castillo de San Juan de Ulúa, construido sobre una parte del arrecife de la Gallega y por lo mismo, era por demás claro que cualquier proyecto para mejorar las condiciones de Veracruz como puerto, necesariamente implicaría la cerrada de la entrada por el norte entre los arrecifes de la Caleta y la Gallega. Que esto y mucho más se ha efectuado, queda demostrado por la siguiente enumeración y descripción de las obras protectoras exteriores:

1.—El dique del noroeste, que parte desde un punto sobre la Caleta, a distancia de un kilómetro al norte de la ciudad y que se extiende al través de la bahía hasta la Gallega, cerrando la antigua entrada al puerto por el norte, y proporcionando el abrigo principal contra los nortes.

2.—El dique norte (construido con anterioridad) que comunica el anterior con la Isla de San Juan de Ulúa.

3.—El rompe olas del norte, que se extiende desde el arrecife de la Gallega hasta la entrada al puerto.

4.—El rompe olas del sureste, que abriga el puerto por el sur, extendiéndose desde el arrecife de los Hornos hasta el de la Lavandera y que deja entre su propio extremo y el del rompe-olas noreste un canal de 260 metros que constituye la entrada al puerto. Las dos extremidades están señaladas con faros.

Mientras los diques y rompeolas en cuestión no constituyen en manera alguna la totalidad de las construcciones proyectadas para las mejoras del puerto, siempre constituyen las verdaderas obras protectoras y exteriores del puerto.

5.—Sin embargo, debiéramos añadir que como otra medida de defensa contra el viento sur, el proyecto señaló la construcción de un muro de protección interior, a una distancia de más o menos un kilómetro adentro del rompe olas sureste.

Pero la enumeración que antecede solo da una idea imperfecta del carácter y magnitud de las obras, y es necesario entrar en todos los pormenores de cada construcción para dar un cabal concepto de ellas y con este fin seguiremos el mismo orden anterior.

1.—El dique del noroeste. Para esta construcción se tendió una obra de enrocamiento hasta el nivel de la baja marea. Con el fin de colocar este enrocamiento, se construyó un puente de caballete sobre esta-

cas cresotadas a una altura de cinco metros sobre la baja marea, y con un ancho de cinco metros, sobre cuyo puente corrían trenes cargados de piedra. Sobre el enrocamiento se tendieron dos hileras bien niveladas, de blocks de concreto de 75 toneladas, colocándose estos blocks por medio de una grúa locomóvil de 35 toneladas. Esta grúa caminaba sobre una vía herrada, con un ancho de 3.35 metros, que se tendía sobre el dique a medida que se construía. Se dejaban asentar los blocks, y después de dos temporadas de nortes se construyó sobre ellos y en sitio, un coronamiento de concreto, elevando así el dique a una altura de 4.25 metros sobre la baja marea.

El espesor medio del dique del noroeste es de 12 metros y el enrocamiento tiene un ancho en su fondo de 30 metros.

La parte de ese dique que construyeron los Sres. S. Pearson & Son, ha quedado dentro de la línea de los bloques a fondo perdido que anteriormente se habían colocado, en virtud del contrato con el Sr. don Agustín Cerdán.

El dique noroeste está dividido en dos tramos, de los cuales el primero lleva rumbo al noreste desde el arrecife de la Caleta por una longitud de 545 metros, mientras que el segundo corre con rumbo al este por una longitud de 540 metros, hasta llegar al arrecife de la Gallega y encontrándose con el dique norte. Los dos tramos del dique noroeste forman un ángulo de $152^{\circ} 24'$ que subtiende al interior del puerto.

Hace algún tiempo que este dique se ha terminado y la obra del fondo ha pasado por varias temporadas de nortes.

Podemos añadir, que el puente de madera de que hemos hecho mención, y que se empleó en la colocación del enrocamiento del dique noroeste, fue posteriormente utilizado para el tránsito de los trenes con piedra para el enrocamiento del rompe olas del noreste hasta que los trenes pudieran transitar sobre los bloques del dique noroeste, y en seguida se abandonó el mencionado puente.

2.—El dique del norte. Este fue construido por el Sr. Don Agustín Cerdán, enteramente de concreto colocado en sitio sobre el arrecife de la Gallega, teniendo una extensión de más de 500 metros y un ancho de cuatro metros. Es el único muro en todas las obras en que no se empleó cemento Portland, empleándose en su lugar excelente cal de Marsella.

3.—Rompe olas del noreste. Los cimientos de este se componen de un enrocamiento que fue transportado al sitio, parte en carros sobre el puente que corría al lado sur del dique noroeste, y parte en chalanes. Este enrocamiento llega a una profundidad de ocho metros más o menos y se elevó a un nivel de tres metros debajo de la marea. Fue cuidadosamente nivelado por buzos y sobre él se tendieron blocks de con-

COMO VERACRUZ FUE CON CONVERTIDO EN PUERTO COMODO

creto en talud por medio de una grúa "Titán", con capacidad de levantar blocks de 35 toneladas en un radio de 21.33 y blocks de 40 toneladas en un radio de 18.5 metros. Dos grúas flotantes con capacidad de 35 toneladas ayudaron en la obra de la colocación de los blocks. Al mismo tiempo, se arrojaron blocks de 35 toneladas a fondo por el lado exterior del rompe olas. El rompe olas mismo tiene un coronamiento hecho en sitio de concreto. El ancho medio del rompeolas es de treinta metros, y tiene una longitud de 738 metros, teniendo en su extremidad un faro que se ha construído provisionalmente de concreto, con el fin de dar tiempo para que se asiente el rompeolas, y con la intención de sustituirlo oportunamente por medio de una torre permanente de granito.

Es digno de mención que durante un fuerte norte que sopló el 7 de febrero de 1899, la grúa "Titán", con un peso que pasaba de 360 toneladas y que se encontraba cerca de la extremidad del rompe olas, fue arrastrada al mar por el lado interior del rompeolas. Por algún tiempo se temió que sería imposible recuperar tan pesada pieza de maquinaria; pero después de intentarlo varias veces se logró levantarla del agua, y actualmente está trabajando en Salina Cruz, sobre el gran rompe olas.

Como coincidencia sigilar podemos anotar que más o menos en la misma época una pesada grúa fue arrastrada al mar, de una obra que los mismos contratistas tienen a su cargo en Inglaterra, y también fue posteriormente recuperada.

4.—El rompe olas del sureste se ha formado de enrocamiento con hileras de blocks de concreto encima de aquel y un coronamiento de concreto construído en sitio. Los blocks fueron colocados por medio de una grúa locomóvil de 35 toneladas, y otra de 15 toneladas fue empleada en la construcción del enrocamiento. Este rompe olas tiene una longitud de 913 metros y un ancho medio de 20 metros.

La extremidad del rompe olas del sureste, el cual, como ya se ha dicho, constituye con la extremidad del rompe olas del noreste la entrada al puerto, esta también dotada de un faro provisional el cual será substituído por una construcción permanente de granito tan pronto como haya pasado el tiempo necesario para que se asiente la obra de enrocamiento.

5.—El muro protector interior que constituye parte del malecón, se compone de dos muros exteriores de enrocamiento y blocks de concreto, estando el espacio interior relleno con piedra bruta, y la obra acabada con un coronamiento de concreto puesto en sitio. Este malecón tiene una longitud interior de 530 metros, pero por el lado exterior tiene una longitud mayor en 135 metros. Su ancho es de diez metros en el enrocamiento.

La parte del puerto que queda entre el muro interior y el rompe olas sureste se ha dedicado por ahora a servir de fondeadero y varadero de embarcaciones menores.

La intención con que el Gobierno Federal celebró el contrato con la casa de S. Pearson & Son, no era sólo la de crear un puerto que proporcionara abrigo contra los vientos dominantes, sino también la de convertirlo en puerto artificial de primera clase, igual a cualquiera del mundo y dotado de todas las facilidades modernas. Para demostrar como se logró este fin, se hace necesario pasar a la enumeración de las obras interiores.

a) Una de las más importantes de estas obras, consiste en el malecón con una extensión mayor de tres kilómetros, y que se extiende a lo largo del puerto, desde el dique del noroste al norte hasta el muro protector interior del sur.

Este malecón, fue construído mar adentro, a una distancia de cosa de 400 metros, desde la línea natural de baja marea, y por lo mismo, todo el terreno adentro de este muro, sobre el cual se han tendido vías férreas y se están construyendo edificios, es terreno ganado al mar. Desde el fondo de la bahía se absorbió la arena y se pasó al interior del malecón por medio de tuberías que descansaban sobre chalanes. Las habitaciones de los empleados que existen sobre este terreno, fueron originalmente construídas sobre estacas en el mar, y al subir la marea se entraba en ellas desde tierra por medio de tarimas. Actualmente el mar dista casi medio kilómetro de estas casas. La extensión de terreno que se ha ganado al mar por medio de las obras del puerto, alcanza a cosa de 100 hectáreas.

Para la construcción del malecón se cavó una fosa con dragas, y en esta se construyó una base de enrocamiento, que fue cuidadosamente nivelada por los buzos, y sobre ella se colocaron blocks de concreto, con la ayuda de los buzos, hasta una altura de cincuenta centímetros sobre la baja marea, acabándose con concreto puesto en sitio, y rematado con piedra labrada de Peñuela, haciéndose el coronamiento exterior con granito de Noruega.

b) Los muelles para el servicio de los buques se extiende perpendicularmente desde el malecón. De estos muelles, los números 1, 4, 5 y 8 están actualmente en explotación. El número 8 es el muelle fiscal con una longitud de 180 metros y un ancho, de 22.50 metros, construídos sobre pilotes de acero macizo de 15 centímetros, y teniendo el muelle capacidad para soportar cinco toneladas por metro cuadrado. Los muelles 5, 4 y 1 corresponden respectivamente a los ferrocarriles Mexicano, Interocéánico, y de Alvarado.

Los demás muelles, que serán de la misma construcción como el fiscal, serán construídos a medida

que lo necesite el desarrollo del tráfico, quedando sus respectivos sitios indicados en el plano que se acompaña.

c) La más costosa y más importante de las obras interiores consistente en el gran malecón, que se extiende perpendicularmente desde el malecón general, entre los muelles 5 y 6, con una longitud de 380 metros y un ancho de 100 metros, frente a la Isla de San Juan de Ulúa. Este malecón está dotado de ocho vías herradas con rieles de acero de 40 kilogramos. Entre las vías se han de construir cuatro grandes almacenes, y una competente dotación de grúas, impulsadas por potencia eléctrica o hidráulica, pronto se instalará. El malecón está ya provisto de postes de atraque, de fierro fundido, y los embarcaderos se componen de peldaños de granito.

El malecón ofrece facilidades para el atraque de siete de los más grandes buques que visitan el puerto de Veracruz, y que pueden así verificar su carga y descarga al mismo tiempo. Por el costado del malecón el agua tiene una profundidad de diez metros. Se instalará el alumbrado eléctrico con fin de que el trabajo continúe de día y noche, y los trenes de los ferrocarriles correrán directamente sobre el malecón, de manera que, una vez pasada la inspección aduanera, los efectos podrán cargarse directamente sobre los carros desde el costado del buque, o viceversa.

Para la construcción de este malecón se cavó una fosa por medio de dragas hasta una profundidad de doce metros bajo el nivel de la baja marea, rellenándose después con roca hasta un nivel de diez metros inferior, al de la baja marea. Una vez que el enrocamiento había sido cuidadosamente nivelado por los buzos, se colocaron blocks oblicuamente por medio de una grúa locomotriz de 35 toneladas, ayudada por los buzos, hasta un nivel de 50 centímetros sobre la baja marea. Lo mismo que en el malecón general se empleó piedra labrada, de Peñuela, con un coronamiento de granito exterior y respaldo de concreto. Los muros así construídos sólo formaron el casco del malecón, llenándose el interior con arena que se extrajo del fondo del puerto por medio de bombas y tubería.

d) Dos espaciosos almacenes fiscales de 50 x 50 metros de manpostería maciza se han construído a cada lado de la entrada al muelle fiscal. Uno de estos almacenes está ya en uso y en el otro se ha servido el banquete con que se ha celebrado el día. El gran cobertizo de fierro detrás de la Aduana y frente al Hotel México, que hasta ahora se ha utilizado como almacén fiscal, será quitado de ese lugar y un jardín se formará en el sitio.

Aunque sólo dos bodegas se han construído hasta ahora, se han reservado los sitios necesarios para un crecido número de ellas.

e) En un punto inmediato y al sur del muelle fiscal el malecón se extiende perpendicularmente por una distancia de 360 metros, y de allí sigue paralelo

a su primitivo rumbo por otra distancia de 600 metros, hasta que llega al muro interior del sur.

Inmediatamente al sur de la esquina formada por estos tramos del malecón se ha construído, sobre macizos pilotes de acero, y en forma de T, un desembarcadero para pasajeros, y detrás de éste se está actualmente construyendo un espacioso edificio de manpostería, midiendo 60 x 50 metros, que se destinará para estación sanitaria y aduana de equipajes. Los vapores harán primeramente escala en este muelle para desembarcar los pasajeros y equipajes. Estos serán inspeccionados en la aduana respectiva, y en los casos en que se hace necesaria la desinfección, tanto los pasajeros como los equipajes serán trasladados a la vecina estación sanitaria que estará dotada de la instalación más moderna para fumigación, etc. Una vez que los pasajeros hayan cumplido con la inspección de aduana y la sanitaria en su caso, encontrarán carros urbanos esperándolos afuera del edificio para transportarlos con sus equipajes a las estaciones o a los hoteles, con toda comadidad.

Una vez que el vapor haya desembarcado sus pasajeros, irá al gran malecón para descargar su cargamento.

Lo que más llama la atención del observador, es no sólo la conducta liberal e ilustrada del gobierno, al hacer provisión para las actuales necesidades del puerto de Veracruz, sino la previsión que ha desplegado en sus preparativos para las necesidades futuras.

Por ejemplo, el gobierno ha estipulado que la profundidad de agua en el puerto debe ser de diez metros (33 pies), lo cual quiere decir que cualquier buque de los que ahora se conocen, podrá entrar por el canal, y cómodamente atracar el gran malecón.

Gracias también a la misma progresista política del gobierno, los efectos podrán descargarse directamente del buque a los almacenes fiscales que las autoridades proporcionen para su inspección y en seguida se podrá cargar directamente a los carros.

A medida que se desarrolle el tráfico marítimo de Veracruz, lo cual seguramente sucederá muy pronto, habrá menester de mayor amplitud y facilidades de descarga y almacenaje que las muy extensas que actualmente presta el puerto, y aquí también la previsión del gobierno ha correspondido a la necesidad, pues se han reservado los sitios para la construcción de un crecido número de nuevos muelles y almacenes fiscales.

Y por último, la Compañía Terminal o de Maniobras que actualmente se está organizando, y que según se cree se compondrá de las cuatro empresas ferrocarrileras que entran a la ciudad, proporcionará tales facilidades, bajo la vigilancia fiscal, que dentro de poco tiempo no será cosa rara que los buques descarguen mil toneladas de carga por cada día útil.

LA INSTALACION EMPLEADA Y
Y OTROS DETALLES

El puerto que han proporcionado las magníficas obras, ahora inauguradas, tiene una extensión de cosa de 220 hectáreas. Hubo necesidad de recurrir al dragado para lograr una profundidad general de 8.50 metros y de 10 metros en el canal de entrada, así como al costado del gran malecón. Hubo una época en que hasta cinco dragas estaban funcionando simultáneamente.

PLANTA.—Para las obras del puerto en general, se empleó la siguiente maquinaria principal:

Una grúa locomotriz "Titán", capaz de levantar 35 toneladas métricas, con un radio de 21.33 metros (70 pies) y 40 toneladas, con un radio de 18.5 metros (60 pies).

Una grúa locomotriz de 35 toneladas.

Un porta blocks "Goliath" de 50 toneladas, con tramo de 18.5 metros (60 pies) para amontonar y cargar blocks en el patio destinado a la construcción de los mismos.

Un porta-blocks de 35 toneladas para cargar los blocks en los chalanes.

Dos grúas flotantes de 35 toneladas.

Una grúa locomotriz de 15 toneladas, dos de 10 toneladas y tres de 8 toneladas, con muchas otras de menor capacidad.

Extensos talleres para reparaciones y un gran acopio de refacciones.

Dos dragas de cubos para roca y arena, y con capacidad de 1,200 toneladas en las tolvas y dos dragas de aspiración, con capacidad de 3,00 toneladas en las tolvas.

Una draga de aspiración para bombear arena por las tuberías.

Varios remolcadores, chalanes de piedra y de blocks, porta-blocks botes aguadores y otras embarcaciones menores.

La draga de cubos "Majestic", que ahora se ha vendido al gobierno argentino, era absolutamente única en su clase, pues fue inventada especialmente para el dragado en roca, y es la más poderosa y completa que hasta ahora se haya construído.

Excepción hecha de una draga de arena que pertenece a las autoridades del Puerto de Liverpool, la "México", es la draga más grande y completa de su clase. Fue proyectada especialmente para la obra en Veracruz y costó cerca de \$500,000.

PATIOS PARA LA CONSTRUCCION DE BLOCKS.—La mayor parte de la obra de concreto bajo agua se preparó en forma de blocks en el patio dedicado a ese fin, y situado al norte del patio de las obras. Tenía una longitud que pasaba de dos kilóme-

tros y se componía de tres estaciones, numeradas 1, 2 y 3, en cada una de las cuales trabajaban cuadrillas distintas y se construían distintas clases de blocks. El trabajo se continuaba de día y noche, pues por la noche se preparaban y se medían cuidadosamente, para el trabajo del día siguiente, toda la piedra triturada, arena y cemento. Estos patios fueron preparados exprofeso, con pisos de concreto a un nivel absoluto, y con líneas señaladas para la exacta construcción de cada block. La mayor parte de los blocks tenían un peso de 35 toneladas, y se mezclaban en la proporción de una parte de cemento Portland, por cinco o seis partes de piedra quebrada y arena.

Además de cuatro mezcladoras de vapor y sus accesorios, se emplearon dos grandes porta blocks para apilar y cargarlos en los chalanes. Uno que se llamaba el "Goliath" tenía un tramo de 18.3 metros (60 pies) y fue utilizado en los patios 2 y 3. El otro que se utilizaba en el patio núm. 1, se destinaba principalmente a la carga de los blocks en los chalanes.

Siempre se tenía en reserva un surtido de 3,000 toneladas de cemento Portland.

CUADRILLA DE BUZOS.—Las obras del puerto exigían una grande habitación para el trabajo de buzos, y se emplearon las bombas, vestidos y aparatos de Siebe y Gorman. Varios buzos expertos vinieron desde Inglaterra para dirigir este trabajo pericial. Hasta seis chalanes de buzos estuvieron funcionando al mismo tiempo en distintas partes de la obra. Los ayudantes de los buzos eran mexicanos y españoles. Los servicios de los buzos fueron principalmente utilizados en la nivelación del enrocamiento de los diques y rompe olas y en la colocación de los blocks bajo agua. Durante todo el curso de los trabajos no ocurrió ninguna desgracia personal entre los buzos, aunque a menudo vieron tiburones, nunca fueron agredidos por ellos.

LAS CANTERAS DE PEÑUELA Y CHAVARILLO.—La mayor parte de la piedra para las obras del puerto se extrajo de las canteras de Peñuela, sobre el Ferrocarril de Veracruz, y distante unos cien kilómetros del puerto. Este era el punto más inmediato en que se podía encontrar una piedra adecuada al trabajo, pues tiene una gravedad específica de 2.70. Se celebró un convenio con la Empresa del Ferrocarril Mexicano sobre el acarreo periódico de trenes de piedra hasta Veracruz, proporcionando los contratistas todos los carros. Hubo una época en que se despachaban cuatro trenes por día, cada uno llevando cosa de 450 toneladas métricas, o sea 270 metros cúbicos de piedra. Una gran instalación de maquinaria y un numeroso personal se necesitaron en la cantera, así como grúas de 10 y de 8 toneladas y de capacidad menor. Todas las perforaciones para los cohetes se practicaron por medio de aire comprimido. Se tendieron varias millas de vía herrada, dotada de sus locomotoras y el material rodante que correspondía, y además se instalaron talleres de reparación, com-

presoras de aire, trituradoras de piedra, etc. Hubo un verdadero pueblo para alojamiento de los empleados y peones y se surtía de agua por medio de una cañería que se tendió desde la Hacienda de San Miguelito. Toda la piedra labrada para los muros de los malecones se preparó en Peñuela.

Esta cantera fue el lugar en que se verificaron varios grandes barrenos los mayores que se han visto en esta República. En el más importante se emplearon 40 toneladas de dinamita y pólvora negra, desprendiéndose 200,000 toneladas de piedra.

Un curioso accidente ocurrió con relación a uno de dichos barrenos, absolutamente sin culpa de parte de los empleados de la Compañía, y con entera independencia de la manera en que se ejecutaron los trabajos. Habiéndose hecho los preparativos para una explosión inusualmente grande, ocurrió muchísima gente del pueblo cercano para presenciar la operación y para quedar comprendida en la vista fotográfica que siempre se sacaba en tales ocasiones.

Algunos minutos después de verificarse la detonación, dichas personas corrieron a ver sus efectos de cerca; pero fueron asfixiados por el venenoso gas que había generado la explosión de la dinamita. Debido a la absoluta calma atmosférica del día y el carácter pesado del gas, éste no se disipó con su acostumbrada rapidez, sino que se quedó cubriendo una zona considerable alrededor de la cantera, y apenas entraron esas personas dentro de dicha zona, fueron atacadas y cayeron en tierra. Ochenta y tres personas fueron así postradas en peligro de sus vidas; pero debido a la filantrópica energía y heroicos esfuerzos de los empleados de la Compañía, sólo veintiséis personas sucumbieron. El camino público atrevesaba la melítica zona, y ocho rurales montados que se habían apresurado a correr en socorro de las víctimas, fueron vencidos por el gas, muriendo dos hombres y todos los caballos. Este infausto acontecimiento, que llenó de luto a todo el pueblo de Peñuela, ocurrió en agosto de 1897.

Al tiempo de comenzar la construcción de los almacenes de la Aduana, se abrió otra cantera en Chavarillo, la segunda estación desde Jalapa, camino a Veracruz por el Ferrocarril Interocéanico. Esta piedra resultó más conveniente para la construcción de edificios que la de Peñuela, y es utilizada también para la construcción de la estación sanitaria.

HABITACION DE LOS EMPLEADOS EN VERACRUZ.—Estas se han construído dentro del malecón y sobre el terreno ganado al mar. Una ojeada al interior de cualquiera de ellas al pasar revela esa atención al confort, aseo y decencia que caracteriza a los ingleses donde quiera que vayan. Cada habitación está dotada de todas las comodidades y recuerdos de la madre patria. La colonia, pues así se puede denominar, puesto que en sí misma constituye una verdadera población, se surte de agua potable y pura por su propia cañería, que viene desde el río Jamapa,

teniendo también un excelente sistema sanitario y luz eléctrica en todas las casas por medio de una instalación particular. Toda esa atención a la salud, comodidad y de una manera indirecta a la moralidad de los empleados, es no solamente humanitaria sino que ha sido ventajosa desde el punto de vista práctico, pues sus resultados han sido la conservación de la buena salud entre los empleados, y la satisfacción de éstos en general, de manera que los Sres. Pearson & Son., han conservado sus más importantes empleados desde la iniciación de las obras.

VIA PARTICULAR.—Para el transporte de su material, los contratistas han construido y explotado 50 kilómetros de ferrocarril, dotado éste con su correspondiente habitación de locomotoras y material rodante.

PERSONAL.—El Sr. J. B. Body, uno de los Directores de la Sociedad de S. Pearson & Son, Ltd., ha sido el encargado de la obra, ayudado por el Sr. Robert Adam como Administrador, y el Sr. H. H. Crabtree como Ingeniero. Todos estos señores son miembros o asociados del Instituto de Ingenieros Civiles de Inglaterra.

El Sr. D. Domingo Bureau, Vocal de la Comisión que en 1882 fue nombrado para investigar la practicabilidad de las mejoras del puerto, ha tomado parte, al lado de los contratistas, en la ejecución de la obra por la que con tanta inteligencia había abogado veinte años antes.

Durante todo el tiempo que las obras han estado en ejecución, el Sr. D. Emilio Lavit ha desempeñado el importante cargo de Ingeniero Inspector en representación del Gobierno.

Los contratistas desean expresar su agradecimiento a todas las autoridades de la Federación del Estado y Municipio por el eficaz apoyo que les han prestado y por la franca y sincera amistad con que siempre se les ha tratado, y especialmente en las ocasiones en que ha sido necesario vencer alguna dificultad.

CAPÍTULO V

SANEAMIENTO Y OTRAS MEJORAS EN VERACRUZ

Habiéndose mejorado las condiciones del Puerto de Veracruz, las autoridades, tanto de la Federación como del Estado, comprendieron que para poner la ciudad en situación de disfrutar de la *prosperidad a que tiene título por su preminencia mercantil*, sería absolutamente necesario mejorar sus condiciones sanitarias. Esto se considera enteramente factible, y cuando lleguen a su término las obras proyectadas, se convertirá en residencia popular y favorita para el invierno, de los habitantes de la meseta central.

Sería un gravísimo perjuicio a un puerto de la importancia del de Veracruz, el que los buques de esa

procedencia tuvieran que entrar en cuarentena al llegar a cualquier puerto extranjero. Pero una vez que se terminen las nuevas obras de saneamiento, no habrá peligro de que tal cosa suceda, especialmente en vista de las precauciones que tomará el gobierno en la estación sanitaria para la desinfección de los pasajeros, equipajes y mercancías.

Actualmente dos importantes obras sanitarias están ejecutándose en Veracruz, que han de modificar grandemente todas las condiciones de la vida en esa ciudad. Estas son el saneamiento y el abastecimiento de agua, ambas obras que han contratado los Sres. S. Pearson & Son, y que ya tienen principiadas. Los proyectos de ambos fueron formados por el Sr. William Fox, de Londres, uno de los más afamados ingenieros sanitarios de Inglaterra, quien hizo una visita a Veracruz en noviembre de 1898, con el fin de estudiar los dos problemas en el mismo terreno. El recomendó que las obras de saneamiento fueran de las mejores y más completas, recomendación que fue aceptada por los gobiernos Federal y del Estado, a pesar del crecido gasto que exigirían.

Se surtirá a la ciudad de agua potable y pura por medio de una instalación de bombas en el Río de Jamapa, con otra de filtros y asentaderos en el Tejar, a cosa de catorce kilómetros de Veracruz, de donde pasará el agua a una alberca distribidora en Médano del Perro, punto que está a 40 metros de elevación sobre Veracruz, y de donde correrá el líquido a la ciudad por gravitación proporcionando 225 litros por cabeza al día, para una población de 60,000 habitantes, cifra que llega más o menos al doble del número actual.

Las obras de saneamiento están más avanzadas y se construirán con arreglo a lo que se denomina el sistema separado de transporte por agua. Requiere la construcción de una atarjea mayor que se extenderá desde el límite sureste de la ciudad a la estación de bombas, con atarjeas secundarias que partirán desde el extremo en la ciudad de la atarjea mayor, con ramificaciones a las distintas partes habitadas de la misma, y todos los demás caños accesorios. Todas estas atarjeas en conjunto llegarán a una longitud de unos 55 kilómetros.

La atarjea mayor ha sido ya construída. Atraviesa el terreno ganado al mar con dirección general al norte, siendo su longitud de 1,800 metros, con una pendiente de 1 en 1,000. Tiene una sección ovoidal, con un eje mayor de 1.35 metros y menor de 0.90 metros, teniendo capacidad para un gasto máximo de 312.5 litros por segundo.

La atarjea mayor se compone de un lecho de concreto con bóveda inferior de un block de barro cocido, amoldado a la forma exacta, y cuidadosamente enlechado sobre el concreto. Los costados hasta el nivel del arranque son de concreto revestido con un anillo de ladrillos azules vitrificados. Entre el concreto y los ladrillos se extiende un revestimiento continuo de

mezcla de cemento. El coronamiento de la atarjea se compone de dos anillos de ladrillo forrados exteriormente con cemento.

Las atarjeas secundarias serán de 0.75 x 0.50, tendidos con una pendiente de 1 en 800. Serán construídos substancialmente de igual manera como la mayor, y con ésta constituirán principales arterias del sistema. Los puntos que hubiere entre ellas o más allá, podrán desaguar por medio de atarjeas de tubo de barro tendidas con pendientes que en ningún caso bajarán de 1 en 300, y con diámetro de 0.305 ó 0.229 metros, según la pendiente.

Los caños de las casas que comuniquen con las atarjeas tendrán un diámetro de 0.15 metros.

Cerca del Baluarte Santiago, la atarjea mayor será lavada por medio de un tubo de 0.58 metros de diámetro, que conducirá agua de mar desde el puerto.

La atarjea mayor ha sido ya construída desde la ciudad hasta la estación de bombas sobre el nuevo terreno al norte de la ciudad. El contrato para esta obra fue celebrado directamente con el Gobierno Federal, al que legalmente corresponde el terreno ganado al mar, facilitando así a los contratistas el que comenzaran el trabajo, en ese terreno antes de celebrar el contrato correspondiente con el Estado de Veracruz, que se necesitaba para la ejecución del trabajo dentro de los límites de la ciudad.

La instalación de bombas se compone de tres independientes máquinas verticales de alta y baja presión, teniendo cada una tres émbolos con diámetro de 0.45 metros (18 pulgadas) y golpe de 0.76 metros (30 pulgadas) teniendo dos de las máquinas unidas capacidad para bombear 10 metros cúbicos por minuto, mientras que la tercera queda en reserva para el caso de necesitarse reparar o limpiar cualquiera de las otras. El vapor se proporciona por tres calderas Cornish y la instalación tiene su propia planta de luz eléctrica.

Después de cernirse, los desechos de las atarjeas son impulsados por bombas por una tubería de fierro fundido que está embutida en la mampostería por el lado sur del dique noroeste hasta su fin, después de lo cual atraviesa el arrecife de la Gallega hacia el norte, y desemboca en el mar en un punto en que tiene éste una profundidad de diez metros. De esta manera se dispone de los desechos sin peligro de contaminar el puerto que se ha construído.

Pero las obras de saneamiento no son las únicas mejoras que actualmente se están ejecutando en Veracruz. Se ha dicho ya que todo el terreno ganado al mar como resultado de las obras del puerto corresponde al supremo gobierno, el cual ha aprovechado este derecho de propiedad, disponiéndose a construir hermosos y cómodos edificios para algunas de las oficinas federales. Entre éstas podemos mencionar las de correo y telégrafos; una estación sanitaria y aduana de equipajes, que hemos mencionado ya; Dirección Ge-

neral de Faros, Almacenes Fiscales, etc. La antigua aduana está sufriendo grandes reparaciones y modificaciones. Los contratistas para la construcción de las oficinas de correo y telégrafo y Dirección de Faros, son los Sres. Echegaray y Lattine, quienes tienen casi terminado el nuevo teatro de Veracruz, en el cual han desplegado bastante habilidad y buen gusto arquitectónico. Aquí presentamos unas vistas de los proyectados edificios para el correo y telégrafo, para la Dirección de Faros, y de la proyectada fachada de la aduana. Fácilmente puede verse que estos proyectos se han formado con un justo concepto de la amplitud y hermosura que se requiere vista la importancia del primer puerto de la República.

CAPÍTULO VI

IMPORTANCIA MERCANTIL DE VERACRUZ

Veracruz es incuestionablemente el primer puerto de la República, y esta importancia queda claramente demostrada por el hábil administrador de la aduana, el Sr. D. José F. Castelló, en el interesante informe que él rindió a la Secretaría de Hacienda sobre el ejercicio fiscal que terminó en 30 de junio de 1901, y es de notarse que el tráfico del puerto en ese año había disminuído algo del promedio de los años anteriores, debido a causas generales pero enteramente transitorias. Se ha notado una disminución en los rendimientos de todos los puertos, pero el dominio firme que Veracruz tiene sobre el comercio del país queda notablemente demostrado por el hecho de que su tráfico durante el año en cuestión disminuyó en una proporción menor que el de otros puertos.

El siguiente estado demuestra el número de embarcaciones que del extranjero entraron al puerto de Veracruz durante el ejercicio fiscal de 1900-1901, con su tonelaje de registro, tonelaje métrico de sus cargamentos y número de bultos:

| | No. de buques | Ton. de Regist. | Ton. métrico de cargmto. | No. de bultos |
|-------------------|---------------|-----------------|--------------------------|------------------|
| Alemanes | 51 | 74,748 | 25,066 | 277,075 |
| Americanos | 85 | 232,632 | 67,695 | 784,574 |
| Espanoles | 46 | 184,702 | 45,957 | 229,450 |
| Franceses | 12 | 64,020 | 7,802 | 95,841 |
| Ingleses | 97 | 265,875 | 146,023 | 884,699 |
| Italianos | 1 | 425 | 177 | 362,650 |
| Mexicanos | 8 | 4,811 | 2,467 | 33,778 |
| Noruegos | 55 | 85,655 | 59,843 | 229,988 |
| Suecos | 2 | 267 | 164 | 22,019 |
| Portugueses | 1 | 554 | 736 | 12,735 |
| | 338 | 913,698 | 355,930 | 2,932,809 |

El siguiente estado demuestra los valores de las importaciones del extranjero a Veracruz durante el ejercicio fiscal de 1900-1901, arreglados según los continentes de su procedencia y con el valor de factura de los efectos, habiéndose convertido dichos valores en dinero mexicano con arreglo a la tabla de equiva-

lencias que se consigna en la Ordenanza General de Aduanas Marítimas y Fronterizas:

| | |
|---------------|----------------------|
| América | \$ 5,542,319 |
| Europa | 16,714,478 |
| Asia | 77,241 |
| Africa | 15,750 |
| | \$ 22,349,788 |

El valor de factura de las exportaciones por el Puerto de Veracruz durante el año fiscal de 1900-1901, fue como sigue:

| | |
|------------------------|----------------------|
| A Alemania | \$ 2,424,310 |
| A Bélgica | 588,881 |
| A España | 1,087,808 |
| A Estados Unidos | 7,778,128 |
| A Francia | 1,573,238 |
| A Inglaterra | 6,651,048 |
| A otras naciones | 1,851,263 |
| | \$ 21,954,876 |

Los estados que siguen demuestran las cantidades de mercancías que entraron y salieron de Veracruz por todas las rutas durante el ejercicio fiscal de 1900-1901.

ENTRADAS:

| | Ton. Mét. |
|-----------------------|----------------|
| Por importación | 355,930 |
| Por cabotaje | 26,491 |
| Por ferrocarril | 264,559 |
| Total | 646,980 |

SALIDAS:

| | Ton. Mét. |
|--------------------|----------------|
| Exportación | 43,961 |
| Cabotaje | 31,533 |
| Ferrocarril | 272,204 |
| Total | 347,698 |

En consecuencia llegaron a cerca de un millón de toneladas métricas las mercancías que pasaron por Veracruz durante el año fiscal de 1900-1901.

El siguiente estado comparativo de las recaudaciones por derechos de importación en las aduanas de Veracruz y de los otros puntos, principales de importación de la República, durante el año fiscal de 1900-1901, no necesita comentarios:

| | |
|---------------------|--------------|
| Ciudad Juárez | \$ 1,697,656 |
| Laredo | 2,397,410 |
| Tampico | 4,036,336 |
| Veracruz | 10,986,183 |

Tres importantes ferrocarriles tienen entrada actualmente a Veracruz, el Mexicano, que es el más antiguo en la República, el Interoceánico y el de Alvarado. Pronto se agregará un cuarto, es decir, el de Veracruz al Pacífico.

Tan impresionado ha quedado Sir Weetman Pearson, jefe de la casa contratista de S. Pearson & Son por los recursos del territorio que es tributario al Puerto de Veracruz, que ha tomado una participación

personal en importantes empresas en esa rica comarca de México. Ha invertido su dinero en el Ferrocarril de Alvarado, en la Compañía de Navegación en los ríos de Sotavento de Veracruz y en el Ferrocarril que corre de San Juan Evangelista sobre el río de San Juan a Juile, sobre el Ferrocarril Nacional de Tehuantepec.

Las líneas de ferrocarril y río de Sir Weetman Pearson, sirven a una importante comarca, un verdadero paraíso para el cultivador, el cazador y el pescador, así como aquel que busca el placer. Los vapores de la Compañía son cómodos, y en ellos se sirven excelentes manjares con los vinos y demás licores que uno puede desear. Los paisajes sobre los ríos de Sotavento se han comparado por muchos viajeros con los del Rhin.

CAPÍTULO VII

ATRATIVOS DE VERACRUZ

No hay lugar más interesante que un bullicioso puerto de mar, y uno de sus principales atractivos siempre consiste en su carácter cosmopolita. Se puede decir que éste es también una característica de cualquiera gran capital. Pero el modo de ser de una metrópoli siempre tiene tendencia a modificar los tipos que caracterizan a las diversas naciones. Lo contrario sucede en un puerto. Por ejemplo, el que en Veracruz se sienta bajo los frescos portales, puede observar los distintos tipos nacionales en su pureza. A medida que llegan los diversos vapores, sus capitanes saltan a tierra para consultar con sus respectivos agentes, y uno después de otro se ven pasar, el alemán, el inglés, el americano, el francés y el escandinavo.

El clima de Veracruz es caluroso pero sano. Siempre le sienta al hombre que por algún tiempo ha vivido a gran altura, bajar al nivel del mar, traspasar abundantemente y saturar sus sistema con el rico aire oxigenado. Cuando sopla un norte benigno en Veracruz, es un lugar de los más deliciosos, y si así fuera siempre, no habría ciudad de México, o más bien, se intercambiarían la población y extensión de las dos ciudades, pues no habría comparación entre la salubridad y ventajas de los dos puntos como residencia.

Cuando sopla un suave norte, un paseo por la arenosa playa al norte de la ciudad es especialmente agradable, y las alegres olas que vienen a romper sobre la playa con el aire templado y rejuveneciente, constituyen una delicia perpetua. Aquí la playa se presta y convida a bañarse a pesar del temor de los tiburones, que es más bien imaginario que real.

Aun en los días más calurosos da gusto salir en un bote desde el muelle fiscal a dar una vuelta por las obras del puerto, y aun hasta la Isla de Sacrificios, así llamada por los que los indios ofrecían a sus dioses allí en la época de la llegada de los españoles. Otro delicioso paseo se encuentra sobre los anchos muros de los diques y rompeolas de las obras del puerto, algunos de ellos tan anchos que darían paso a un carruaje. Es una cosa que especialmente deleita el ver

y oír las olas cuando se rompen entre los grandes bloques exteriores, produciendo fuertes truenos y levantando nubes de blanca espuma.

Si uno va en busca de interesantes reliquias históricas, nunca las puede encontrar mejores que en el Castillo de San Juan Ulúa. Esta fortaleza data desde una remota época de la ocupación española y posee muchos de los elementos, arquitectónicos y de otra clase, de los castillos feudales. Algunos de los calabozos todavía se utilizan para el alojamiento de presos, pero otros que ya no se usan se enseñan como recuerdos de tiempos pasados, y según la tradición, más de un atrevido corsario de esas épocas terminó en ellos su borrascosa carrera.

Veracruz es una población eminentemente bulliciosa. Sus calles no quedan abandonadas de noche como las de México, sino al contrario esa es la hora en que el enlosado Zócalo y los portales presentan su aspecto más animado. La gente sale de sus casas para escuchar la serenata, tomar refrescos en las mesas debajo de los árboles, discurrir las noticias del día o leer los diarios que acaban de llegar de la capital. Como es el principal puerto de entrada a la República, jamás llega una compañía de ópera o dramática de importancia alguna para pasar al interior o embarcarse, sin dar algunas funciones en el teatro de Veracruz.

Los vecinos de este puerto son especialmente hospitalarios, pues debido a su constante trato con extranjeros de todas partes, los veracruzanos no tienen preocupación alguna respecto de ellos, y los reciben con la misma cordialidad y atención que a sus propios paisanos.

Pero aunque faltaran otros atractivos, una visita a Veracruz resultaría bien compensada con una visita de las magníficas obras del puerto, que hoy se inauguran, y cuya construcción se debe a la ilustrada y progresista política del supremo gobierno.

DATOS RELATIVOS A LAS OBRAS DEL PUERTO DE VERACRUZ

Cantidad de piedra y concreto empleada en la construcción de las obras del puerto. (aproximativo), 2.000.000 toneladas métricas. Cantidad de arena dragada, 6.500.000 metros cúbicos. Cantidad de roca dragada, 50.000 metros cúbicos. Extensión de puerto abrigado, 220 hectáreas (545 acres). Extensión de terreno ganado al mar y disponible para malecones, vías herradas, bodegas, edificios públicos y parques, 100 hectáreas (247 acres). Profundidad general en el puerto a baja marea, 8,50 metros (28 pies). Profundidad en el canal y al costado del gran malecón, 10 metros (33 pies). Longitud total de diques y rompeolas, 3.300 metros. Longitud total de malecones en agua profunda, 800 metros. Longitud total de muelles de acero y madera, 1.200 metros. Longitud total de malecones de mampostería, 3.315 metros. Costo de las obras (aproximativo), \$30.000.000.

Un Problema de ENSENADA, B. C.

Con motivo de la publicación en esta Revista Técnica "OBRAS MARITIMAS", de la ponencia que obtuviera especial mención y premio en la PRIMERA REUNION de Puertos y Ciudades Fronterizas, evento auspiciado por la Secretaría del Patrimonio Nacional y elaborada —la ponencia— por el Consejo Consultivo de la Secretaría de Marina, el señor Ingeniero Gabriel Ferrer del Villar, profundo conocedor de los problemas marítimos y portuarios del puerto de Ensenada, B. C., se dirige al C. Alberto Carranza Mendoza socio fundador de esta Publicación para hacer un comentario con respecto a una opinión emitida en tal trabajo técnico, con relación al Rompeolas de este puerto bajacaliforniano, misma que insertamos por la importancia que tiene y que se reconoce.

Desde luego la ponencia presentada por el H. Consejo Consultivo de la Dirección General de Obras en la primera reunión de Puertos y Ciudades Fronterizas merece elogios máxime que recibió especial mención y premio en dicha reunión; pero en lo tocante a Ensenada hay una tergiversación de fechas que desde luego es mi deseo aclarar del todo para beneficio del buen nombre y prestigio de todos aquellos que en forma directa o indirecta hemos contribuido al desarrollo y éxito que el Puerto de Ensenada ha alcanzado. Hagamos entonces un poco de historia.

En el mes de octubre de 1952, el Sr. Ing. D. Roberto Mendoza Franco, entonces Director Técnico de la Empresa Contratista de las Obras del Puerto "Clark y Mansiella, S.A. de C.V." (hoy Chapultepec, S.A.) entregó personalmente al Sr. Lic. D. Raúl López Sánchez, titular de Marina en la citada fecha (hoy ya difunto) el original de un Estudio Técnico intitulado "Planeación del Puerto de Ensenada, B.C. y Estudio del Rompeolas". La entrega ocurrió precisamente sobre el rompeolas que se estaba construyendo. El Sr. Secretario de Marina, ordenó al Ing. Higinio de León Sánchez, jefe de la División del Pacífico Norte, de la Dirección de Obras Marítimas recibiese del citado Ing. Mendoza Franco, siete tantos más del Estudio que se le presentaba, levantando acta-constancia de dicha entrega. En el momento de la entrega el rompeolas iniciado el 30 de septiembre de 1951 tenía una longitud de 450 metros.

También por instrucciones del citado secretario

de Marina, López Sánchez el Ing. de León, entregó al Sr. Ing. D. Jesús Sánchez Hernández, Director General de Obras Marítimas los ejemplares del Estudio recibidos, y a su vez el citado Director General entregó los tantos necesarios al H. Consejo Consultivo de la Dirección General de Obras Marítimas para que dicho H. Consejo Consultivo integrado por los C.C. Ingenieros: Fernando Duglán Carranza, Manuel Bancalari (ya difunto) y Eugenio Urtusástegui Guerra, rindiese su dictamen respectivo.

El H. Consejo Consultivo citado rindió su informe técnico número 12, alusivo al Puerto de Ensenada en el mes de noviembre de 1952 tres días antes del cambio de Gobierno Federal. En esa fecha el rompeolas alcanzaba la longitud de 500 metros.

En el Estudio de las condiciones oceanográficas de la Bahía de Todos Santos, se aplicó por vez primera y en forma racional el ya conocido método de los Diagramas de Refracción o de los Planos de Oleaje, que ha propocionado excelentes resultados tanto en el extranjero como en nuestro país y haciendo uso de los conocimientos sobre la difracción del oleaje, también conocida como expansión lateral se determinó que la longitud que proporcionaba seguridad y disminuía los peligros de azolve en el fondeadero del naciente Puerto era de dos mil metros.

En este aspecto y en los otros el H. Consejo Consultivo no encontró ni dolor ni falta de experiencia por parte del proyectista o de la Empresa Contratista y elogia en su informe antes citado las razones

técnicas que coaducen a la conclusión de fijar como longitud más conveniente para el rompeolas de Ensenada la de 2,000 metros; limitándose únicamente que la construcción del rompeolas es solamente de 1,000 metros y esperar a que el desarrollo del tráfico marítimo determine llevar hasta 2,000 metros la construcción.

La longitud de 1,000 metros se alcanzó en diciembre de 1953 y apartir de esa fecha se estuvieron complementando con material de gran peso los mantos protectores del núcleo y dedicándose los máximos esfuerzos a la construcción de las obras interiores tales como muelles, bodegas, patios de almacenaje, rellenos, redes de agua, drenaje, luz y teléfonos y hasta el año de 1957 la construcción del rompeolas se prolongó a un mil doscientos metros.

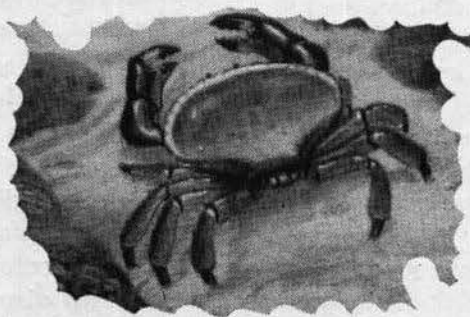
Hecha la narración anterior se podrá comprender que me llamó poderosamente la atención y me sorprendió bastante el leer que en un párrafo de la Ponencia del H. Consejo en lo relativo al Puerto de Ensenada se diga que el año siguiente que la construcción del rompeolas de Ensenada alcanzó una longitud de 1,200 metros, la Empresa Contratista basándose en los planos de oleaje intentará demostrar que la longitud del rompeolas debía ser de 2,000 metros. Esta afirmación debía haberse hecho entonces en el año de 1958 y realmente se hizo seis años antes en octubre de 1952 pues de no haber sido así el H. Consejo Consul-

tivo no hubiera recomendado construir únicamente el primer kilómetro y mucho menos sugerir que la Secretaría de Marina quedase comprometida con la Autoridad Portuaria de Ensenada a construir por su propia cuenta la prolongación del rompeolas hasta 2,000 metros para completar el proyecto del Ing. Mendoza Franco de octubre de 1952.

Naturalmente que no es mi deseo pensar que deliberadamente el H. Consejo incurrió en esta tergiversación de los hechos reales pues hubo necesidad de dar una amplísima relación del Estado actual de los Puertos y señalar los lineamientos o seguir en los estudios, observaciones y proyectos de los futuros Puertos Mexicanos, lo cual representa una labor un tanto cuanto ardua y debido también a la brevedad del tiempo de que se dispuso estos errores son perfectamente aceptables y casi imposible que en trabajos de esta magnitud la ausencia absoluta de ellos exista.

Naturalmente que me he sentido obligado a escribirte la presente carta-aclaración por ser amigo tanto del Ing. D. Roberto Mendoza Franco, así como de los integrantes del H. Consejo Consultivo y de los Directivos de la Empresa Contratista, y que más por conocer la historia y los éxitos de Ensenada desde su principio presenciándolos en el lugar de los hechos."

Gabriel Ferrer del Villar
(Gr. 33°)



Puerto de Cotonou

Traducción y Observaciones del Consejo Técnico
Consultivo de la Secretaría de Marina

*Con este artículo finaliza la publicación de
NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA
EL ESTUDIO, PROYECTO Y EJECUCION
DE OBRAS PORTUARIAS, MARITIMAS Y
FLUVIALES.*

Antes de describir los trabajos en el puerto de Cotonou, no podemos resistir a la idea de transcribir las palabras del eminente ingeniero de puerto ruso, V. E. Timonof.

"A l'heure qu'il est on peut affirmer, qu'il n'y a plus de plage de sable, ou un porte en eau profonde ne pourrait pas être établi, si le commerce maritime venait a l'exiger, a condition pour tant qu'on ait voulu et peut faire face aux dépense qu'une telle entreprise

entraînerait. Le centre de gravité de la question des ports en plage de sable s'est donc déplacé du coté technique vers le cote économique du probleme a résoudre."

CONSIDERACIONES GENERALES

V. E. Timonof.

XVI Congreso Internacional de Navegación de Bruselas.

PUERTO DE COTONOU

Costa Sudoriental de Africa Expediente del Pichi

SINOPSIS

La organización actual del puerto de Cotonou (dársena de paso y atracadero) no abordable, de 400 metros de longitud y un tráfico de 256,500 Ton. en 1956, resulta costosa (1,160 francos de economía posibles por tonelada) por la carestía de los fletés, el desvío de una parte del tráfico hacia otros puertos y las manipulaciones en el atracadero. Esta organización condujo a proyectar un puerto en aguas profundas a pesar de la presencia de una barra.

Cierto número de ensayos mediante modelos reducidos se llevaron a cabo en ese aspecto desde 1952 a 1956 en el "LABORATORIO DAUPHINOIS D'HYDRAULIQUE". En un principio se habían proyectado realizar un sencillo puerto destinado a embarcaciones menores y luchar por distintos medios contra la penetración de la arena. Los ensayos condujeron a proyectar la creación ya sea de un puerto de acumulación con dique arraigado en la ribera, el cual únicamente quedará rebasado por la arena dentro de unos

cuarenta años, ya sea de un puerto con tránsito artificial de arena con dragado por aparato giratorio destinada a transportar las arenas hacia el este, o bien un puerto islote que poco a poco podría ir reuniéndose con la ribera marítima.

Las tres soluciones anteriores se estimaron respectivamente en 6,132, 7,200, 7,550 millones de francos, con gastos de conservación muy variables. El Consejo de Gobierno y la Asamblea Territorial del Dahomey adoptaron la solución del puerto con tránsito artificial de la arena.

Las instalaciones comprendieron un rompeolas Oeste de 1870 m. de longitud "arrancando" a 1800 metros al oeste del atracadero, un molo Este de 800 metros de longitud, los muelles de 600 metros de longitud acoplados al dique Oeste y sus terraplenes.

El artículo proporciona ciertas indicaciones respecto a las disposiciones de las obras y disponibilidades de materiales para su construcción sin omitir los problemas que habrá que plantear su transporte. Se han publicado las condiciones de adjudicación para la construcción de estas obras por parte de la administración, la cual prosigue, por su parte, a perfeccionar los estudios con objeto de evitar los inconvenientes que pudieran presentarse en la ejecución práctica del puerto de Cotonou.

EL PUERTO DE COTONOU

Expediente del Pichi, Michoacán

La organización actual de este puerto dotado de un atracadero de 400 m de largo y con un tráfico comprobado de 256.000 Tons. al año, resultaba muy costoso, o sean 1,160 francos de economías posibles por tonelada, que hacen muy caros los fletes y por consecuencia el desvío de una parte del tráfico hacia otros puertos. Esta organización tan defectuosa condujo a proyectar un puerto en aguas profundas, a pesar de la presencia de una barra.

PERO TENGASE ENTENDIDO que antes de emprender cualquier estudio, se comprobó ampliamente la necesidad económica de una inversión que como se verá más adelante al parecer sólo pudo justificarse desentrañando como primera fase del estudio general la verdad del desarrollo económico de los territorios a los cuales serviría el puerto.

La organización actual se reduce a una rada fóraea y a un atracadero que impone el país cargos muy altos. Las mercancías que se reciben y que se expiden son penalizadas de dos maneras: 1° Por una parte de los fletes cargados a las mercancías son muy altos, impidiendo multiplicación de la navegación. La solución de momento consistente en desviar el tráfico hasta el puerto de Lagos o bien Puerto Nuevo, resulta ser una operación costosa. 2° La explotación del atracadero conduce a tarifas de carga y descarga muy elevadas, bastante más que en el trabajo de cualquier malecón y por otra parte la manipulación de esas mercancías entre el barco y el almacén ocasionan averías muy importantes.

No se desconoce que la construcción de un puerto en aguas profundas a lo largo de la costa de Bénin, contiene problemas muy delicados, tales como los que impone una playa que se prolonga bajo el mar formando una plataforma de muy poca pendiente que provoca la formación de una barra. La ola de largo rompe en el momento en que encuentra esos pequeños fondos y el transporte de las arenas es tan importante que pasa de un millón de m³ por año, particularmente provocados por una ola oblicua de dirección casi constante.

Según estas dificultades naturales, se construyó al principio el atracadero, obra que avanza en el mar más allá de las primeras rompientes y que no se opone al paso de las arenas. Este atracadero no es útil para que lleguen a él los barcos, sino que las operaciones de carga y descarga se hacen con la ayuda de chalanes que efectúan un alijo entre la obra y los barcos que debena nclarse a lo largo de la costa.

El primer atracadero de Cotonou fue construido en 1892 y sólo sirvió para desembarcar el material pesado de una columna militar, estando constituido por armadura metálica que es la misma que se reparó en 1910. Progresivamente fue adaptándose al tráfico co-

mercial y entre 1926 y 1928 se le completó con un desembarcadero de 164 m. de largo, hasta que en 1951 la vieja pasarela fue reemplazada por una obra nueva. En 1954, en vista de tener que reforzar la instalación y modificar hasta el emplazamiento de las grúas, y a medida que el tráfico se intensificaba parecía necesario alargar de nueva cuenta el desembarcadero y aumentar el número de grúas.

En la actualidad el atracadero se compone de una pasarela de 22 m de largo que lleva 3 vías férreas y 1 desembarcadero de 170 m sobre el cual van 6 vías, teniendo la obra en total 400 m y estando equipada de 9 grúas de diferentes tonelajes, siendo eléctricas las grúas de 20 toneladas.

Los medios de almacenaje son a cubierto 14,000 m² y en terraplenes 22,000 m².

El material naval para la operación se compone de numerosos barcos de 25 a 60 toneladas, 11 remolcadores, entre los cuales hay 7 de 60 caballos.

Al principio cuando el tráfico en el atracadero solamente llegaba en 1946 a 78,436 Tons., la obra parecía suficiente, pero a medida que el desarrollo continuo y rápido de la zona ha llegado de 1950 a 1956 a tener 257,000 Tons., se comprobó que las estadias de los barcos eran numerosas, a pesar de las medidas que se han tomado para las condiciones de trabajo del atracadero, por lo que el tráfico marítimo empezó a desviarse hasta el puerto de Lagos en cantidades importantes.

La explotación del atracadero de Cotonou ha sido confiada a la región Benin-Niger por un decreto ministerial de 1945. Pero a pesar de todos los esfuerzos el atracadero no llena las necesidades económicas de los territorios que sirven, ya que la zona de atracción del puerto tiende a crecer gracias a la operación Hironnelle que permite el desarrollo de la zona de influencia de manera notable, pero haciendo la aclaración que el movimiento de Cotonou se debe exclusivamente a la aplicación en la zona de influencia de los recursos destinados a su desarrollo.

Los primeros estudios con vistas a reemplazar el atracadero por un puerto en aguas profundas, fueron confiados a Pelnard-Considerere que en 1952 procedió a hacer primeramente un estudio económico del problema, seguido del estudio técnico consiguiente de cuyos reportes se deduce la posibilidad de una realización en condiciones perfectamente rentables.

Inmediatamente después de estos reportes el asunto se sometió al Comité de Trabajos Públicos de Francia en las colonias, el cual decidió preparar un modelo reducido a fin de efectuar ensayos con varias alternativas para buscar la comparación entre las ventajas y las desventajas de cada una de ellas.

Esos ensayos fueron objeto de un contrato entre el Territorio Dahomey y el Laboratorio Neyrpic, de Grenoble, Francia quedando encargado el Comisariado Central para las colonias de Controler ese estudio por cuenta del Territorio.

En el reporte definitivo de noviembre de 1956 en que se precisan los elementos económicos que justifican la construcción de un puerto en aguas profundas en esta costa, un tráfico de 225,000 Tons., con el cual las economías realizadas con la obra de este puerto se detallan de la manera siguiente:

- 1° Los gastos de mantenimiento cuando se pase de un atracadero a un muro de atraque representarán 650 Frs./ton., lo cual significa una economía anual de 146 millones de francos.
- 2° La tarifa actual de averías en Cotonou se eleva según los estudios hechos por la Cámara de Comercio de Dahomey a un porcentaje comprometido entre 2.5 y 2.75% del valor de las mercancías. Esto se basa en la experiencia del puerto de Abidjan en el cual las tarifas de averías son de 1.88% rebajadas hasta 0.97% con la instalación de un puerto, con lo cual se pudo valorar en 1.65% la reducción de esas tarifas a la importación. Prudentemente se tomó la cifra de 1.4% la cual representa una economía de 56 millones por año, operando en el puerto que se proyecta.

A esa suma conviene sumar el precio de reducción que corresponde a las exportaciones, con lo cual se tiene un total al año de 56 millones de economías.

- 3° Estadías de los barcos. Si la operación no se encuentra dotada, sino de los elementos que tiene el atracadero, las estadías son mucho más grandes, calculándose que éstas se prolongan más o menos al doble de lo normal. Tomando en cuenta un precio medio de 250,000 Frs. por día en la rada actual, Considere valuó en 98 millones de francos la suma que tiene que pagar Dahomey por este concepto.

Tomando en cuenta el retorno por el Puerto de Lagos y Puerto Nuevo de una parte de las mercancías, esto representa un gasto suplementario de 25 millones de francos al año.

Considerando los gastos de funcionamiento de un puerto en aguas profundas, pueden elevarse más o menos a 50 millones de francos anuales la economía realizada por este Puerto para un tráfico de 225,000 Tons., llega a 285 millones de pesos al año, o sean 1,160 francos/Ton., por lo que la creación del puerto está justificada y existirá una rentabilidad que satisfaga las obras por construir valuando en 3% el tipo de interés de la inversión pública y una total amortización en el plazo de 60 años.

De todo lo anterior, se afirmó que aun cuando el tráfico no aumentase, el puerto de Cotonou sería perfectamente rentable.

Sin embargo, se sabe que la misma acción del puerto puede llegar quizá a territorios vecinos, y en particular al de Togo. La distancia que hay de Lome a Cotonou no pasa de 150 Kms., y aun cuando es

muy posible que se extienda el ferrocarril en estos territorios, es lógico pensar que los gastos de transporte serán normalmente inferiores a las economías realizadas por la creación del nuevo puerto, y sobre todo en relación con los gastos ocasionados por el atracadero de Lome.

Respecto al plan técnico se presentaron 3 ó 4 soluciones a priori. Se había pensado en efecto en una solución consistente en realizar un puerto de alijo. Los barcos deberían permanecer anclados en la rada de afuera y los chalanes en lugar de llegar hasta el atracadero, podrían atracarse a un malecón construido en el interior de la laguna. ESTA FORMULA AL PARECER LA MAS SIMPLE Y TAMBIEN LA MAS ECONOMICA FUE ABANDONADA RAPIDAMENTE, lo cual nos indica que en la mayoría de los casos no es la solución en que menos se gaste la más conveniente.

Una obra de ese tipo no podría permitir sino una reducción muy pequeña en los gastos de mantenimiento, y por lo tanto, sería mucho más difícil encontrar desde el punto de vista técnico una solución muy difícil para que se pudiera cruzar la barra de la entrada de la laguna sin trabajos de mantenimiento muy importantes. Los 3 metros necesarios de calado en marea baja para que pudieran entrar a la laguna pequeñas embarcaciones, cualquiera que fuera el estado de marea, implicaba seguramente obras y sostenimiento muy complicados.

Por consiguiente, después de esa solución desechada se pensó en luchar decididamente contra la vena o acarreo de las arenas de tres maneras diferentes:

- 1° La primera solución consistió en aceptar que los acarreos se acumularan detrás de un dique. Cuando la arena haya rellenado la superficie en que puede depositarse, sería necesario prolongar el dique hasta una profundidad suficiente que permitiera además la medida de esos depósitos. Esos alargamientos se harán en condiciones económicas, puesto que el mismo mar aportará los primeros materiales que formarán el asiento del dique.

Pero, se sabe que en estos casos también hay que luchar contra la erosión intensa que se produce del otro lado del puerto.

- 2° La segunda solución original propuesta por Neyrpic, se basó en el siguiente principio: Una draga recogería la arena al oeste de las obras, pudiendo efectuarse esto en las proximidades de la ribera, por medio de una máquina unida a tierra por una canalización para el bombeo de esa arena al otro lado de las obras. La arena así restituída a su propio caminamiento se depositaría en las erosiones provocadas.

En resumen, se trataba de efectuar dragados con una instalación fija y se esperaba que

los precios obtenidos podrían ser inferiores a los que resultarían empleando una draga marina.

3° La tercera solución desde un principio parecía la mejor y estaba basada en la concepción siguiente: el acarreo total a lo largo de la costa se producía bajo la acción de la ola en la zona de rompimiento, y en sus vecindades. Por lo tanto, sería suficiente construir un puerto exterior bajo la forma de una isla con una dársena abierta del lado abrigado y unir la obra a tierra por una pasarela que ofrecería un obstáculo despreciable al movimiento de las arenas, pudiendo entonces pensar en la prolongación del atracadero actual hasta el nuevo puerto Isla.

Esas tres soluciones se llevaron a ensayo sobre modelo reducido, para lo cual fue necesario hacer una campaña de medidas en la costa de Cotonou, sobre oleajes, mareas, corrientes, vientos y transporte sólido.

Este último fenómeno que es la razón esencial de las dificultades que se encontraron para la construcción del puerto, desgraciadamente se conoce de una manera incierta, tomando en cuenta los diversos elementos reunidos, y en particular las condiciones de enarenamiento en el puerto de Lagos, permitieron pensar que el movimiento de arenas delante de Cotonou estaba comprendido entre un millón y un millón y medio de metros cúbicos por año. PARA LOS ESTUDIOS SOBRE MODELO REDUCIDO SE ACEPTO LA CIFRA DE 1.5 MILLONES DE M.³ COMO VALOR DEL GASTO SOLIDO O TRANSPORTE MEDIO ANUAL.

El reglaje del modelo fue la principal dificultad encontrada en los ensayos, ya que la interpretación de los resultados dependían esencialmente de dicha calibración. Esos puntos técnicos fueron el objeto de reportes muy detallados establecidos por el laboratorio.

A continuación se indican las conclusiones a las cuales se llegó.

A.—Puerto de Acumulación.—En este tipo se construye un dique que arranca de la ribera marítima y detiene durante cierto tiempo el caminamiento de las arenas bajo la acción del oleaje. Por indicaciones de M. Considère los ensayos se llevaron a cabo adaptando un dique de 1,500 metros de longitud entre el nivel de reposo y la rama extrema de la escollera principal paralela a la ribera.

La arena viene a depositarse al oeste del dique y la playa avanza año tras año. Aplicando ciertas correcciones a los resultados del laboratorio, se pudo definir que los primeros granos de material deben franquear la obra al principio de 38 años. Durante los 4 años siguientes no pasarían sino cantidades muy pequeñas, del 1% del gasto sólido y habría de ser sino hasta los 45 años en que el franqueamiento tomaría bruscamente un valor importante, tendiendo al princi-

pio de algunos años más hacia la cuarta parte de ese gasto sólido.

Las posiciones sucesivas de la playa fueron fotografiadas y reportadas sobre un plano, buscándose la ley a la cual obedecía el avance de la ribera en función del tiempo. Los resultados experimentales han sido comparados con los estudios teóricos de M. Considère, que condujeron a una transformación por homotecia de riberas sucesivas.

Las observaciones se resumen como sigue:

1° Si se llevan sobre una gráfica en coordenadas logarítmicas los puntos experimentales característicos, la progresión del llenado a lo largo del espigón de retención en función del tiempo, esos puntos se encuentran sobre una recta dependiente 0.4 y a lo largo del espigón:

$$Y = K L^{0.4}$$

2° Si se considera el punto de arranque del Dique sobre la ribera inicial como eje Ox se toma la distancia entre el llenado en el instante t y el arranque del dique sobre un eje que parta del punto O, siendo OB el valor máximo de Ox, el llenado en el momento en que la ribera tiende hacia la extremidad del dique, se ha estudiado la variación de la relación entre Ox y OB a lo largo de diferentes ejes que parten de O.

La dispersión de los puntos obtenidos es pequeña y esto hace pensar que en realidad el punto O es el centro de homotecia de la relación:

$$\frac{(t_2)^{0.4}}{t_1}$$

Que permite definir la ribera en el instante t_2 , cuando sea conocido su emplazamiento en el instante t_1 .

3° Se han trazado igualmente en función del tiempo la variación del ángulo de las tangentes a las riberas sucesivas a lo largo del espigón, y se ha comprobado que este ángulo es al principio superior al que se hace entre la ola y la ribera y después viene a ser igual a este ángulo en el momento en que se rebasa el espigón para continuar después decreciendo lentamente.

En definitiva se admite que una obra en la cual el extremo del morro se encontrará a 1,500 mts. de la playa definida por la cota 0.00, no sería rebasada por las arenas de una manera efectiva sino en la proximidad de 40 años.

Si se prolonga el dique en 220 mts. por una obra perpendicular a la playa y que sería en realidad colocado en el entrante en donde el dique oeste cambia de dirección, esa cantidad de 40 años, podría alar-

garse hasta 60 años, y en fin, para evitar cualquier rebasamiento durante un siglo, sería necesario un prolongamiento de 655 mts. y asimismo, si se prolongara en 870 mts. el rebasamiento principiará en el año de 130.

Pero se sabe que un puerto con acumulación por medio de la interrupción del caminamiento de las arenas, va a producir al Este de las obras una intensa erosión de la playa, ya que la capacidad de transporte de la ola se vuelve a encontrar intacta del otro lado de las instalaciones portuarias, por lo que un gasto de material igual al gasto normal, debe de reconstruirse para evitar esa socavación.

Los primeros ensayos de laboratorios hechos de manera somera, no pudieron dar sino una idea aproximada de los fenómenos y el medio de protección que sería necesario poner en obra. Se vio entonces la necesidad de repetir un programa de estudios más detallados y más completos. Los primeros ensayos condujeron a pensar que la lucha local contra la erosión, era posible por medio de obras de dimensiones y espaciamientos convenientes; y que esos dispositivos tendrían una eficacia limitada a las regiones que protegieran, por lo que la erosión incuestionablemente sería producida al Este del último punto protegido con un cierto retardo en relación a la erosión normal, retardo que estaría ligado a las erosiones parciales que se producirían en la zona protegida.

También se sabe que construir un puerto de acumulación viene a sacrificar parcelas de terrenos cercanos a la costa y obliga a emprender trabajos bastante más eficaces y por lo tanto más costosos.

Si se disponen espigones de 500 mts. de longitud espaciados entre sí 1,000 metros asegurarán una defensa satisfactoria de la playa en el interior de la zona en que se les implante y se podrá siempre definir la parte de la costa que deberá librarse a la acción de esta erosión.

B.—PUERTO CON TRANSITO ARTIFICIAL DE ARENAS.—Un transporte de arenas de forma artificial y con este tipo de obra, puede hacerse con la ayuda de una máquina de draga piboteante que puede desplazarse sobre una estacada. La máquina se uniría a tierra por medio de la tubería para bombear las arenas al Este de las obras y restituir las al caminamiento de sólidos, permitiendo así suprimir radicalmente la erosión.

Los ensayos sobre modelo han permitido demostrar que el dragado más racional debe efectuarse valiéndose de una estacada perpendicular a la playa inicial, y situada a una cierta distancia al Oeste de un espigón de detención provisional de arenas. Así se llegó a sugerir la implantación de una estacada de 500 M. de largo y a 530 M al Oeste del dique de retención con una longitud entonces de sólo 900 M., pudiéndose disponer de bombeo de manera casi continua, pero en el cual en realidad habría numerosas dificultades. Se procedió entonces a evaluar el costo

de la operación de dragado y se llegó a un precio de 60 Frs. por M³ para un gasto de 2,500 metros y un consumo de gas oil de 9.60 Frs. por litro, presupuesto en el que no estuvieron comprendidos los intereses de la inversión de esta obra.

C.—PUERTO ISLA.—La concepción de un puerto Isla vino esencialmente a definir la dimensión y la disposición de obras con relación a su distancia a la playa. El abrigo logrado por medio de un obstáculo puede tenerse en mar una zona de calma, a pesar de la influencia de los fenómenos de difracción. Este cambio de régimen puede sin embargo, hacerse sentir hasta la playa, disminuyendo localmente el gasto sólido litoral y formándose entonces un depósito de materiales por efecto de esta obra, pudiendo acentuarse y llegar a tomar el aspecto real de un tómbolo que llegue a reunirse inclusive con la propia playa.

Los elementos que condicionan ese depósito de materiales son la longitud de la zona de detención de la marcha de los sólidos, la distancia entre el Puerto Isla y la playa, la longitud de onda y la incidencia de la ola, y desde luego el gasto sólido litoral. El laboratorio hizo los estudios sobre el comportamiento de algunas islas de dimensiones y de posición diferente bajo el efecto de una ola, cuyas características habían sido esquematizadas.

En el curso de esos ensayos, se obtuvieron las siguientes indicaciones: A.—Para obtener un resultado conveniente, sería necesario que la obra fuese de un largo reducido, con relación a su distancia a la playa. B.—La formación de los depósitos tuvieron lugar en tres fases, al principio el volumen depositado proporcional al tiempo, crece en seguida hasta que llega un valor total que es el del gasto sólido litoral, y por último, la isla se comporta como un verdadero espigón.

La velocidad de formación de los depósitos depende desde luego del valor del gasto sólido, y todo principio de acumulación contiene en tiempo más o menos largo, la formación de un tómbolo por lo que en la práctica los resultados del laboratorio condujeron a pensar que una isla de 440 metros de largo, situada a 2,500 m. de la ribera construiría una solución aceptable, puesto que hasta los 120 años la playa solamente avanzaría 250 m. Una isla de 800 M. colocada a 1,500 metros de la playa sería una solución conveniente, puesto que la playa se uniría a la isla en unos 40 años, y por último una isla de 600 m. a 2,000 m. de la costa podría ser aceptable y llegaría a ser utilizable sin dragados más o menos durante un siglo.

En seguida, de los ensayos de laboratorio al Comité encargado de la construcción del puerto, estudió los anteproyectos de los 3 tipos de obras, ya que los resultados obtenidos en el curso de los ensayos, habían permitido definir sus características. Por lo tanto, cierto número de disposiciones se reprodujeron en los tres anteproyectos que más adelante veremos con cierto detalle.

En el reporte de noviembre de 1956, M. Considere comparó las tres soluciones, desde el punto de vista financiero, capitalizadas desde el momento en que entrara en servicio el puerto y los gastos necesarios de mantenimiento de las profundidades requeridas durante un período de 60 años, o sea el lapso de tiempo que corresponde a la amortización de las instalaciones.

10.—**PUERTO DE ACUMULACION**
(Con Dique de 1,500 Mts.).

| | |
|--|------------------------|
| Inversiones de instalación | \$ 5,900 millones Frs. |
| Gastos de mantenimiento que comprende la construcción a los 40 años de un nuevo espigón de 220 M. de largo, encastrado en el Dique Oeste | 232 |

20.—**PUERTO CON TRANSITO ARTIFICIAL DE ARENAS**

| | |
|---|------------------------|
| Inversión de las instalaciones .. | \$ 4,700 millones Frs. |
| Gastos de mantenimiento considerando 1.5 millones de gasto sólido por año y los astos necesarios desde el momento de la construcción del puerto | \$ 2,500 millones Frs. |

Total

C.—**PUERTO ISLA**

| | |
|--|------------------------|
| Costo de las instalaciones | \$ 7,550 millones Frs. |
| Gastos de mantenimiento de profundidades teóricamente nulos. | |

El tipo de Puerto Isla, aun reducido a un malecón para sólo cuatro atraques, es también el más caro en la instalación y el más aleatorio en su funcionamiento, aun cuando tenga una explotación mjs costosa, puesto que estando aislado en el mar, exige de superficies disponibles para las maniobras de entrada y de salida de grandes barcos y es asimismo, muy limitado en sus posibilidades de desarrollo. Además, la duración de los trabajos sería mucho más larga, puesto que la construcción de la isla exige primero la estacada de acceso que se llevaría más o menos 3 años en la construcción total de dicho puerto.

La comparación entre el puerto con acumulación y el puerto de tránsito artificial de arenas, resulta como sigue:

El puerto de tránsito artificial representaba al principio una inversión inferior en 1,200 millones de francos a la del puerto con acumulación, pero conducía a gastos de mantenimiento de 90 millones por año.

Con este puerto de tránsito artificial no aparecería la erosión al Este de las obras, pero por el contrario el puerto con acumulación presentaba grandes posibilidades de extensión en nuevos malecones y terraplenes, una mejor protección de atraque a los malecones, la supresión de los gastos resultantes de dragados en las proximidades de las zonas de rompientes

por la permanencia de una estación de bombeo que no debería dejar de funcionar; por último, durante los 10 años primeros en las proximidades inmediatas del puerto, de una cantidad de hectáreas de terreno, particularmente saneadas y de gran aplicación para la extensión de la ciudad.

El Puerto de tipo acumulación de arena, pareció desde luego presentar las mejores condiciones, y entonces el Comité estudió dos variantes del proyecto primitivo a fin de reducir en lo posible los gastos de instalación. La primera de esas variantes fue el trazado de un puerto de tránsito artificial que sería completado a paso y medida de las necesidades por un espigón de detención de arenas. La segunda variante redujo las dimensiones de la obra.

Se llegó a concluir mediante esos tres proyectos del mismo tipo que el costo de inversión inicial disminuía en razón inversa de los gastos anuales destinados a luchar contra el enarenamiento. El proyecto uno permitiría tener una superficie de 140 hectáreas de plano de agua y terraplenes, y por lo tanto sería posible después de la construcción manejar en el malecón un tonelaje de 2,500,000 toneladas por año.

Los gastos de instalación se elevarían a 5,900 millones de francos y no hay gastos de mantenimiento antes de 40 años.

El proyecto dos redujo a 80 hectáreas la superficie del plano de agua y terraplenes pudiendo manejar 1,500,000 toneladas por año y los gastos de instalación serían de 4,500,00 millones de Frs. pero entre el doceavo y el cuarenta y nueveavo año, se tendría que gastar 600 millones para luchar contra las arenas.

El proyecto No. 3, solamente deja 60 hectáreas para el plano de agua y terraplenes, pudiendo manipular más o menos 1 millón de toneladas por año con una inversión inicial de 3,750 millones, pero habría que destinar a la lucha contra el enarenamiento 250 millones hasta el doceavo año y 600 millones de más entre este año y el año 40.

El conjunto de cuestiones relativas, se sometió entonces al Comité, el cual el 11 de septiembre de 1957, tomó 3 decisiones importantes: 1.—Era necesario realizar las obras del futuro puerto de Cotonou. 2.—Según el estudio técnico era mejor el tipo con acumulación de arenas y 3.—Se adoptaría el proyecto No. 2. Además, se decidió someter a concurso ENTRE LOS CONTRATISTAS MEJORES Y MAS SERIOS ESPECIALIZADOS EN PUERTOS LA CONSTRUCCION DEL MISMO.

La disposición de las obras aceptadas se resume de la manera siguiente:

A.—*Emplazamiento.*—La escollera Oeste será arrancada a 1,800 M. más o menos al Oeste del atracadero actual, y el dique auxiliar que limita al puerto a 575 M. de dicho atracadero. Este emplazamiento puede ser ligeramente modificado en vista del estudio de urbanismo actualmente en ejecución. NOTE-

SE QUE EL PUNTO PRINCIPAL EN ESTAS CUESTIONES PORTUARIAS ES LA LOCALIZACIÓN DEL PUERTO a la vista de las condiciones técnicas y los estudios urbanísticos son capítulo posterior.

B.—*Obras*.—Estas comprenden la escollera del Oeste de 1,870 M. de desarrollo y la secundaria de 808 M. La construcción de malecones adosados al dique del oeste con una longitud total de 600 M. dotado de los terraplenes proyectados. Asimismo deberán hacerse las obras de protección de la costa del Este del puerto y los trabajos de Dragado indispensables.

C.—*Escollerados*.—La escollera del oeste se arrancará en línea recta a partir de su implantación en una longitud de 885 M. siguiendo una dirección aproximada de Este 60 grados al sur. A partir de este punto habrá una inflexión hacia el sur con una longitud de 400 M. por medio de una curva de 400 M. de radio y luego proseguirá en línea recta en 589 M. con una dirección sensiblemente paralela a la costa.

El perfil tipo de la obra comprenderá un núcleo con enrocamientos de la primera categoría (10 a 500 kilos); una protección de enrocamientos de segunda categoría (500 kilos a 4 toneladas) y una coraza de enrocamientos de la tercera categoría entre 4 y 20 toneladas. La escollera se terminará por un morro.

La cordillera de través será rectilínea y estará orientada en la dirección sur 18° al Oeste por una longitud de 800 M. a partir de su arranque, y sus perfiles están indicados en la parte inferior de la figura adjunta (No. 14).

D.—*Muro de malecón*.—Este muro se construirá paralelo a la escollera oeste del puerto, tal como lo muestra la figura No. 12 y se desplantará sobre el terreno natural, constituida en principio por hiladas de bloques con peso máximo de 150 Tons.

Estos bloques se colocarán de manera de presentar un paramento exterior con una inclinación 1 a 20 y atrás del muro se colocará un filtro invertido, constituido por enrocamientos procedentes de la cantera, pero debidamente graduados como se ve en la Fig. No. 13.

El macizo de la superestructura llegará a la cota $+ 4.00$ y será de concreto con 500 kgs. de cemento por M^3 . La disposición de los malecones, terraplenes y almacenes, es semejante a la dotada para el puerto de Abidjan. El malecón de atraque comprenderá cuatro puestos de atraque de 150 M. de largo cada uno, y a cada puesto corresponde un almacén de 100 M.

Habrá un paso de 30 M. atrás de los almacenes para permitir el movimiento de carga de los productos de exportación por tránsito directo entre los almacenes particulares y los barcos sin pasar por los almacenes oficiales. Las maniobras de los carros de ferrocarril se establecerán por medio de una vía de borde, y una vía de circulación suficientemente alejada de la arista del malecón, para poder establecer las manio-

bras de conjuntos de carros de ferrocarril, sin entorpecer la circulación de los camiones. Atrás de los almacenes y en esa arteria de circulación de 30 M. de ancho, se alojará una vía férrea de sostenimiento y el conjunto de terraplenes presentará un ancho que permita una explotación fácil, al igual que su largo, de tal manera que el rendimiento de cada puesto o zona de atraque del malecón tendrá un rendimiento que puede llegar a 700 tons. por año y por ML. de atraque, pudiendo entonces manejar algo más de 400,000 tons/año, o sea una cifra que satisface las necesidades presentes con cierta reserva para el porvenir inmediato.

El sitio escogido para el puerto de Cotonou, presenta la ventaja de poseer ya en tierra instalaciones que con ligeras modificaciones quedarán listas para atender las necesidades comerciales.

El puerto con acumulación de arena, es particularmente interesante como lo hace notar M. Considere, puesto que se encuentran reunidas las condiciones siguientes:

1° La pequeña pendiente de la playa submarina, después de la rompiente permite construir sin gran costo una escollera de gran longitud perpendicular a la playa.

2° El borde de la plataforma continental, se encuentra muy próximo a la costa y la línea de fondo de -14 M. a 2 kms. de la ribera, ya que el borde está en la profundidad -70 M. a una veintena de kms., y muy próximo a ese borde comienza una zona de reposo completo para los materiales de fondo, encontrándose en presencia de un mar que aún cuando tiene fuertes oleajes es relativamente calmo. Las corrientes de marea son siempre muy débiles, dentro de esa plataforma continental, y los caminamientos de materiales solamente los provoca la ola.

3° La incidencia del oleaje es débil, por lo que se alarga la zona de llenado por la construcción de un dique y aumenta por consecuencia la cantidad acumulada antes de que el dique sea rebasado por las arenas.

En la construcción de un puerto, la explotación de la cantera y el transporte de los materiales hasta el lugar de las obras presentan una importancia particular, tanto por los costos como por la calidad misma de los materiales. Se estudiaron tres localizaciones que son: 10.—Kinta a 130 kms. de Cotonou sobre el ferrocarril de Parskou. 20.—Dassa-Zoumé a 195 kms. del puerto en la misma línea de ferrocarril y 30.—Agbelouve a unos 277 kms. del puerto sobre el ferrocarril de Atakpamé.

Encontrándose más próxima la cantera de Kinta, se llevó a cabo un programa de estudios muy importantes sobre este emplazamiento y las perforaciones mostraron que se encontraba primero una capa gruesa de materiales en descomposición, después una zona de granito fisurado de una decena de metros de espesor y los diversos afloramientos se encuentran sepa-

rados por fisuras y zonas alteradas, razones por las cuales se abandonó la cantera de Kinta. Por el contrario, las formaciones de la región de Dassa-Zaumé y de Agbelouve presentaban excepcionales condiciones de explotación.

La construcción del puerto necesitaba antes de nada poner en punto los problemas que presentan los transportes de materiales de unos 5 millones de toneladas que debían ser llevados a Cotonou a razón de un millón de toneladas por año.

La vía férrea de Benin-Biger comprende entonces numerosas ramas que parten de la vía principal y entre el puerto y Dassa-Zoumé solamente hay 64 kms. de vía de 30 kilos con balastro y el resto es de vía de 22 kilos instalada hace 23 años, colocada sobre terreno natural sin interposición de balastro. Entonces había que asegurar una vía de 30 kilos convenientemente balastrada que pudiera permitir cargas de 12 a 13 toneladas por eje, y la vía actual no podía soportar esa carga sin graves peligros sino solamente 7.5 toneladas por eje.

Entonces, fue necesario proceder antes que nada a un programa de trabajo de balastro y sustitución de vía, siendo necesario además pedir el material rodante indispensable para la línea Benin Niger, sin el cual ésta no podría asegurar la intensidad de tráfico necesario.

Hubo otra alternativa, o sea la construcción de una nueva vía de 54 kms. que permitiera poner en explotación nuevamente la cantera de Togo y el proyecto se realizó estudiándolo en comparación con la alternativa anterior.

En estas condiciones se llamó para presentar ofertas a varias empresas especializadas y las primeras proposiciones ofrecidas permiten inclusive pensar en modificaciones importantes, en cuanto a la modalidad de construcción. Por ejemplo, una Empresa propuso una solución empleando tablaestacas metálicas y tetrápodos que parece de gran interés.

El Comité por su parte continuó un programa de estudios a fin de evitar cualquier inconveniente en el curso de los trabajos y llegar a definir la disposición de las obras aun en los menores detalles, **TODO CON OBJETO DE EVITAR LOS FATALES CAMBIOS DE CONSTRUCCION** que son inherentes a las obras que no se proyectan detenida y juiciosamente.

Conviene proceder continuamente a efectuar sondeos complementarios con ayuda de un equipo de hombre-rana, para verificar la calidad del suelo de cimentación en el emplazamiento del malecón y de las escolleras. Igualmente se va a completar el conocimiento de los fenómenos de erosión al Este del Puerto, con el fin de fijar las características del sistema de espigones de protección.

En cuanto a los problemas de urbanismo creados a la ciudad que ya existe, por la construcción del puerto, se previó un eje de circulación entre Cotonou

y la zona industrial más allá de la Laguna y aun hasta Puerto Nuevo. Por otra parte, fue indispensable alargar el puente actual sobre la laguna, y podría ser necesario doblar el puente existente por medio de una obra nueva.

Los estudios del puerto de Cotonou han durado 5 años, y nosotros hemos mostrado hasta qué punto se han examinado las diversas soluciones posibles, a fin de aceptar aquella disposición que sea satisfactoria, tanto a las exigencias técnicas, como a las financieras. Ha sido necesario resolver numerosas dificultades de todo género en el estudio, y sobre todo también será necesario sobreponer éxitos a las que se encuentren en construcción y antes de que los barcos abandonen el uso de la rada foránea y del atracadero que indudablemente ha prestado grandes servicios, pero que ya no responde a las necesidades presentes, y por lo tanto menos aun a las del porvenir. En resumen, se ha pensado que para la vida económica del territorio, la construcción del puerto es justificada y esencial.

OBSERVACIONES. — 10.—Hacemos notar el cuidado con que estos estudios se llevan a cabo, tratando de resolver todos y cada uno de los puntos que entraña el problema. Sobre todo es conveniente enfatizar que los estudios económicos han sido la primera preocupación del Comité encargado de llevarlos a cabo y que no se decidió proseguir los estudios técnicos, sin antes tener la certeza de que las nuevas instalaciones podrían ser rentables.

20.—En la actualidad, no es posible pensar en el diseño ni siquiera aproximado de una instalación portuaria sin antes llevar a cabo todo el conjunto de estudios, campañas de medidas, observación del medio, comprobación fehaciente de las condiciones económicas, etc. etc., y llegar por medios exhaustivos valiéndose de todas las ayudas con que cuenta el técnico, a una o varias soluciones que se acerquen lo más posible a la solución de las exigencias y problemas planteados.

30.—El costo general de los estudios que se han reseñado, en la traducción que antecede, apenas alcanzó un monto de 1.12% del valor de las obras y sin embargo, los medios con que contarán en la realización, hace pensar que hay un alto porcentaje de probabilidades de éxito y muy pocas de fracaso.

40.—Por otra parte, es conveniente hacer notar que en estos asuntos marítimos, se hace intervenir de manera preponderante a las autoridades técnicas reconocidas como es el caso de M. Considère y la intervención de laboratorios, técnicos del Comité, etc., o sea que el estudio y la proposición en alternativas varias se deja exclusivamente bajo la responsabilidad de quienes han sido preparados para estudiar y resolver esos problemas, lo cual indudablemente señala capítulos importantes: economías y probabilidades de éxito.

EL TUNEL DE LA ISLA DEAS

Traducción de la Revista Técnica
"OBRAS MARÍTIMAS"

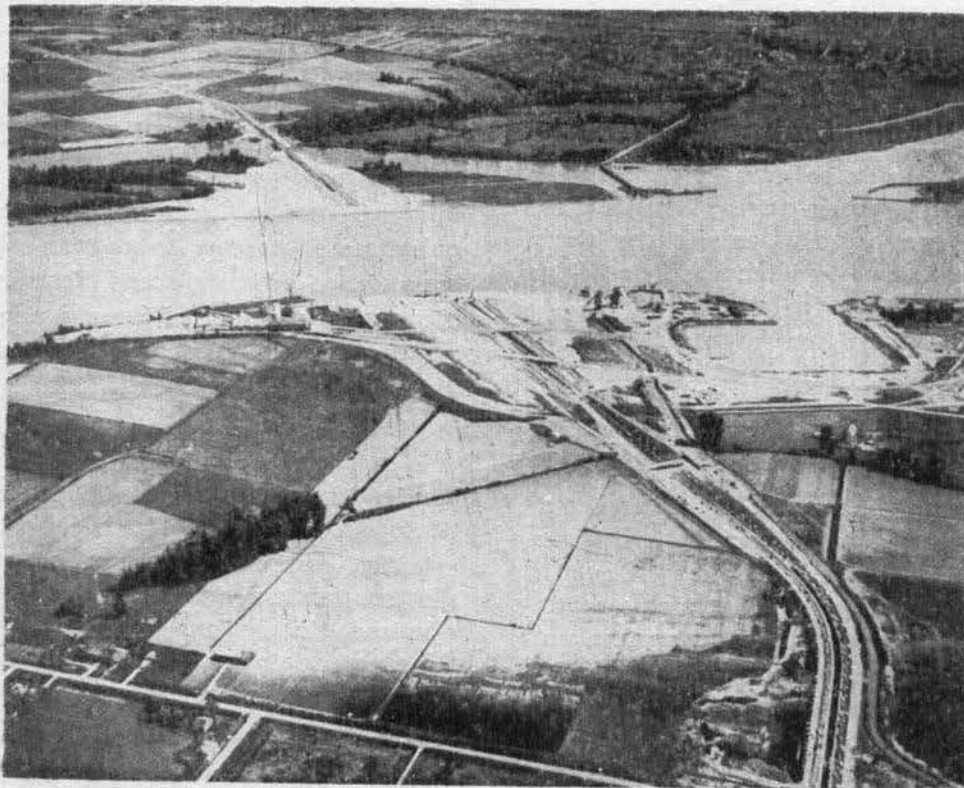
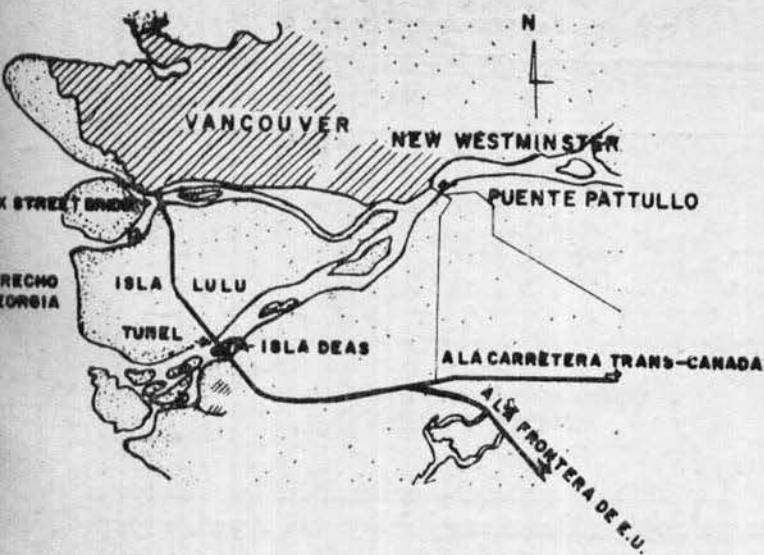


FIG. 1.—Túnel de la Isla Deas, Vancouver, Canadá.

Vancouver, que es el pueblo más grande en la Columbia Británica, la provincia Sur-Oeste del Canadá, está rodeado por el Estrecho de Georgia al Oeste y montañas altas al Norte y Este, mientras que al Sur, el campo es atravesado por el río "FRASER". Hasta recientemente, el tráfico de carreteras entre Vancouver y la parte Este del Canadá y los Estados Unidos ha tenido sólo dos maneras de cruzar la parte baja del río "FRASER": Por el puente Patullo (véase fig. 2) y un servicio de ferrys en la Isla "DEAS", siendo el último de una capacidad muy limitada. El aumento drástico del tráfico motorizado en los últimos años ha hecho que estos dos medios sean inadecuados.

El interés de CHRISTIANI & NIELSEN en el problema del tráfico se despertó por primera vez hace 10 años a instancias del señor Jorge Massey, un hombre muy emprendedor, que es dueño de un taller en un pueblo chico de las cercanías de Vancouver. El señor Massey leyó un artículo sobre el túnel debajo del río "MAAS" en Rotterdam, y escribió a la compañía para informarse si se podría construir un túnel similar debajo del río "FRASER". La correspondencia con el señor Massey continuó durante muchos años hasta que, en 1955, el señor Lassen-Nielsen fue a Vancouver para investigar el asunto. Como resultado de esta investigación, los señores CHRISTIANI & NIELSEN resolvieron colaborar con la FOUNDA-



MAPA DE LA ZONA DE VANCOUVER

FIG. 2.

...TION OF CANADA ENGINEERING, CORPORATION LIMITED (Fenco), de la cual es Vice-presidente Ejecutivo el señor Per Hall.

Las dos firmas colaboraron en un estudio más detallado del problema del tráfico. Un número de posibles sitios para un cruce permanente fueron investigados y se hicieron propuestas de túnel y puente, la Fenco investigando la solución primera y CHRISTIANI & NIELSEN la última. Se concluyó que la mejor solución sería un túnel en la Isla Deas. Los resultados de estas investigaciones se copilaron en un reporte que se presentó a las Autoridades de Puentes y Carreteras de la Columbia Británica.

Cuando dicha Autoridad hubo hecho un estudio concienzudo de este reporte, se les recomendó a CHRISTIANI & NIELSEN y a Fenco el diseño detallado y dirección de la construcción de un túnel de

bajo del río "FRASER" en la Isla Deas. Se repartió el trabajo entre las dos compañías, CHRISTIANI & NIELSEN diseñó el túnel bajo el agua y Fenco los accesos.

Los factores que llevaron a que se escogiera un túnel en preferencia a un puente fueron los siguientes:

Un túnel no constituye ninguna obstrucción al tráfico de un río, en este caso los buques de altura que navegan hacia Westminster, que está cerca de Vancouver. Para poder llenar los requisitos de navegación un puente debía tener un claro muy grande y un gran libraje vertical.

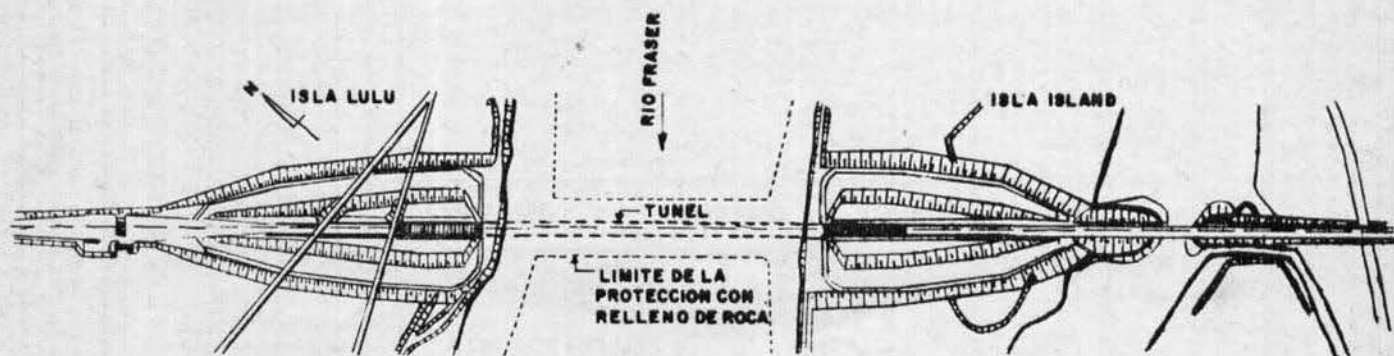
Las condiciones del suelo en la parte baja del río "FRASER" harían sumamente difícil un diseño con pilas para puente, en parte por el peligro de asentamientos diferenciales y en parte por la muy considerable erosión y acción de azolve del río.

El terreno en ambos lados del río en la Isla Deas es extremadamente plano, bajo y muy poco desarrollado. El punto más bajo del túnel se encuentra 24 metros más bajo que dicho terreno, mientras que hubiera sido necesario subir el camino a un posible puente a alrededor de 48 metros sobre ellos. Por lo tanto la solución del túnel da un ahorro considerable en el consumo de gasolina.

CONDICIONES DEL SUELO Y DE LA HIDRAULICA DEL RIO.

Se hicieron investigaciones detalladas del suelo sobre la línea del túnel, tanto en el río como en las márgenes.

Muestras inalteradas de 2 y 3 pulgadas de diámetro se obtuvieron. Como los depósitos consistían en arena suelta y limo, fue necesario usar lodo de perforación en las perforaciones para prevenir que las muestras se salieran fuera del muestreador; se hicieron pruebas muy completas de bombeo para determinar la permeabilidad de las capas de arena con vistas a planear el desagüe del interior del túnel.



PLANO DEL TUNEL Y ACCESOS

FIG. 3



FIG. 4

En el lugar hay variaciones de marea hasta de 2.40 m. en el río. En los períodos de bajante la dirección de la corriente se invierte.

La velocidad máxima de la corriente es aproximadamente 2.10 m. por segundo. Hay considerables depósitos estacionales, y la arena del lecho del río forma dunas a lo largo del canal. Estas dunas tienen una amplitud hasta de 5 metros y una longitud de 150 m. y se mueven aguas abajo a una velocidad hasta de 80 m. por día.

En el sitio se hicieron medidas completas de las variaciones del nivel del agua, velocidad de la corriente y salinidad. El agua salada penetra desde el Océano Pacífico en forma de una punta muy larga del lecho del río. Debido a que la densidad del agua depende de su salinidad, esta punta de agua salada era de gran importancia, ya que el túnel iba a ser construido del tipo zanja, similar al túnel Moss de Rotterdam.

Las pruebas de laboratorio cubrieron no solamente pruebas de suelo sino también de modelos de hidráulica, comprendiendo pruebas de carga del lecho que se hicieron en el laboratorio de la Universidad de Columbia Británica y se llevaron a cabo pruebas en la Universidad Técnica de Dinamarca para determinar la presión de la corriente sobre un elemento de túnel durante el hundimiento.

Las últimas pruebas confirmaron los valores a que se llegó teóricamente, incluyendo aquellos para los componentes verticales.

Todavía más, se dragaron zanjas de prueba en el lecho del río y su azolve fue medido por ecosondas para determinar la velocidad de azolve en la zanja en la que los elementos de túnel iban a ser hundidos.

En la primavera, las nieves de las montañas se derriten y las descargas del río aumentan de manera muy importante; en este período tanto la corriente como la carga del lecho hacen imposibles las operaciones de hundimiento del túnel tuvo que ser programado para el período de invierno.

DESCRIPCION

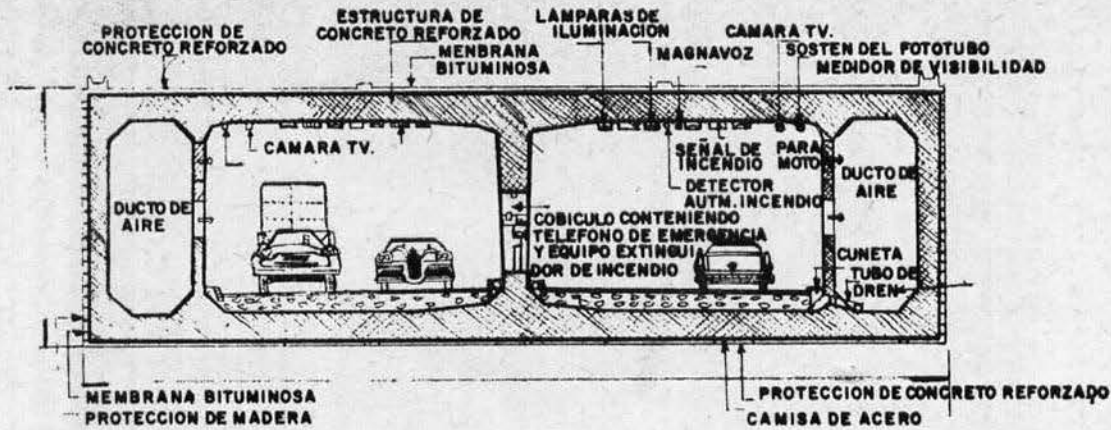
En la fig. 3 se muestra una distribución general del túnel. Se han evitado curvas horizontales en el túnel en vista del tráfico y para facilitar la inspección.

La fig. 4 muestra un perfil del túnel. Se notará que el camino se lleva a través de accesos abiertos casi directamente en las márgenes del río. De esta manera ha sido posible limitar la longitud del túnel propio a 650 m. Este arreglo permite un ahorro considerable en el costo de iluminación y ventilación. Hay un edificio de ventilación a cada lado del río, en la transición entre los accesos y el propio túnel. El máximo gra-



SECCION TRANSVERSAL MOSTRANDO LA CAMA DE PROTECCION

FIG. 5.—Sección transversal mostrando la cama de protección.



SECCION TRANSVERSAL DEL TUNEL TERMINADO

FIG. 6

diente del túnel es de 4.5%. La profundidad navegable es de 12.80 m. con la marea baja, estando hundido el túnel en una zanja dragada a través del fondo del río.

Después de haberse hundido cada elemento, se le inyectó arena en el espacio debajo, como se describe adelante. Se rellenó de arena, protegida por grava y roca, en ambos lados del túnel, y la parte superior del túnel se protegió con roca (véase fig. 5). Para proteger el lecho del río en ambos lados contra la erosión, se suplementó la protección del fondo con colchones de concreto reforzado prefabricados, articulados longitudinalmente y transversalmente. Estos colchones se reforzaron con acero inoxidable; se colocaron como una alfombra continua a través del río y se sostuvieron en posición con un relleno de roca. Se les

dio una protección similar a los bancos por arriba y por debajo de la línea del túnel.

El túnel está hecho de concreto reforzado. La figura 6 muestra una sección transversal de él. La sección rectangular se prefiere a una sección circular porque el diámetro del último se determina por el ancho del camino y también, la altura es normalmente más grande que la requerida para los propósitos de libraje vertical. Por lo tanto, para dar un calado navegable, el nivel del camino debe llevarse más bajo para una sección transversal circular, lo que a la vez ocasiona accesos más largos, más profundos y más costosos.

Previamente, las dificultades con que se tropezaba para asegurar unos cimientos uniformes y compactos habían sido un obstáculo para la adopción de una sección transversal rectangular, pero esto ya no

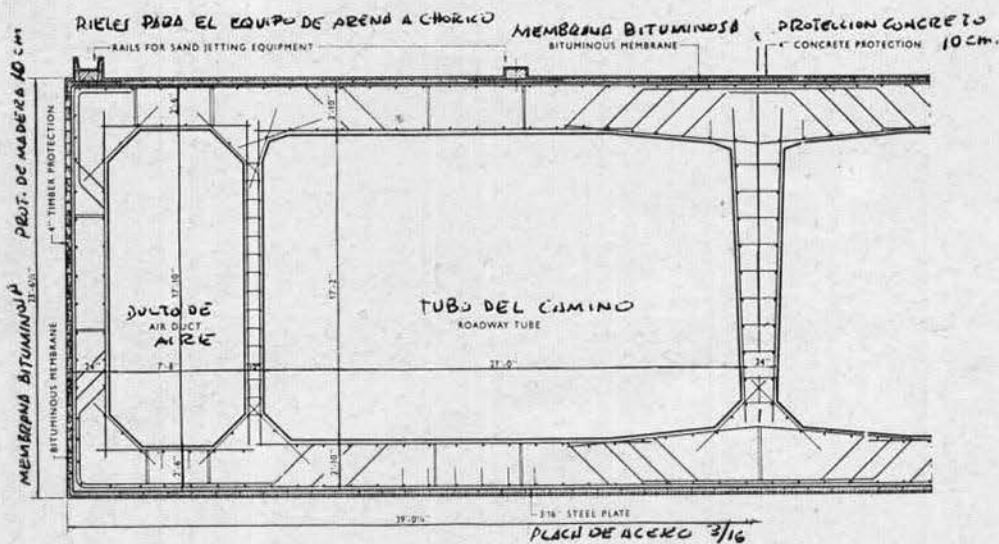


FIG. 7.—Sección transversal mostrando el refuerzo, típico.

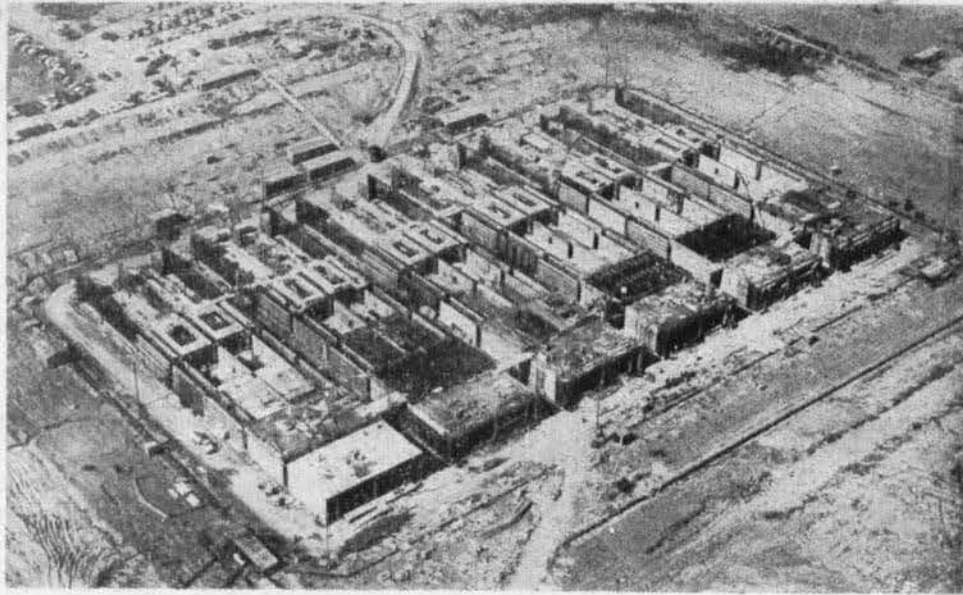


FIG. 8 Construcción de los elementos de túnel en el dique seco.

era el caso, pues el problema ya había sido resuelto por CHRISTIANI & NIELSEN en relación con el túnel Moss.

El túnel tiene 4 carriles par el tráfico, cada uno de 3.70 m. de ancho. El libraje vertical en el túnel es de 4.30 m. El ducto de dos carriles para el tránsito rumbo al norte está separado del tubo por una pared longitudinal cuyos lados están inclinados para mejorar la acústica en el túnel. Se adoptó una superficie bituminosa en el camino por su tersura, facilidad para repararse, y cualidades para opacar el sonido.

Los dos ductos para ventilación que atraviesan todo lo largo del túnel fueron colocados a los lados de los tubos del camino. De este modo fue posible limitar la altura del túnel a 7.17 m. Esta pequeña altura hasta cierto punto facilita que el túnel se acomode a posibles asentamientos diferenciales sin romperse. Otra ventaja importante de la baja sección transversal del túnel fue que la profundidad del dique seco en que fueron construídos los elementos para el túnel, pudo ser limitada, lo cual fue de gran importancia económica.

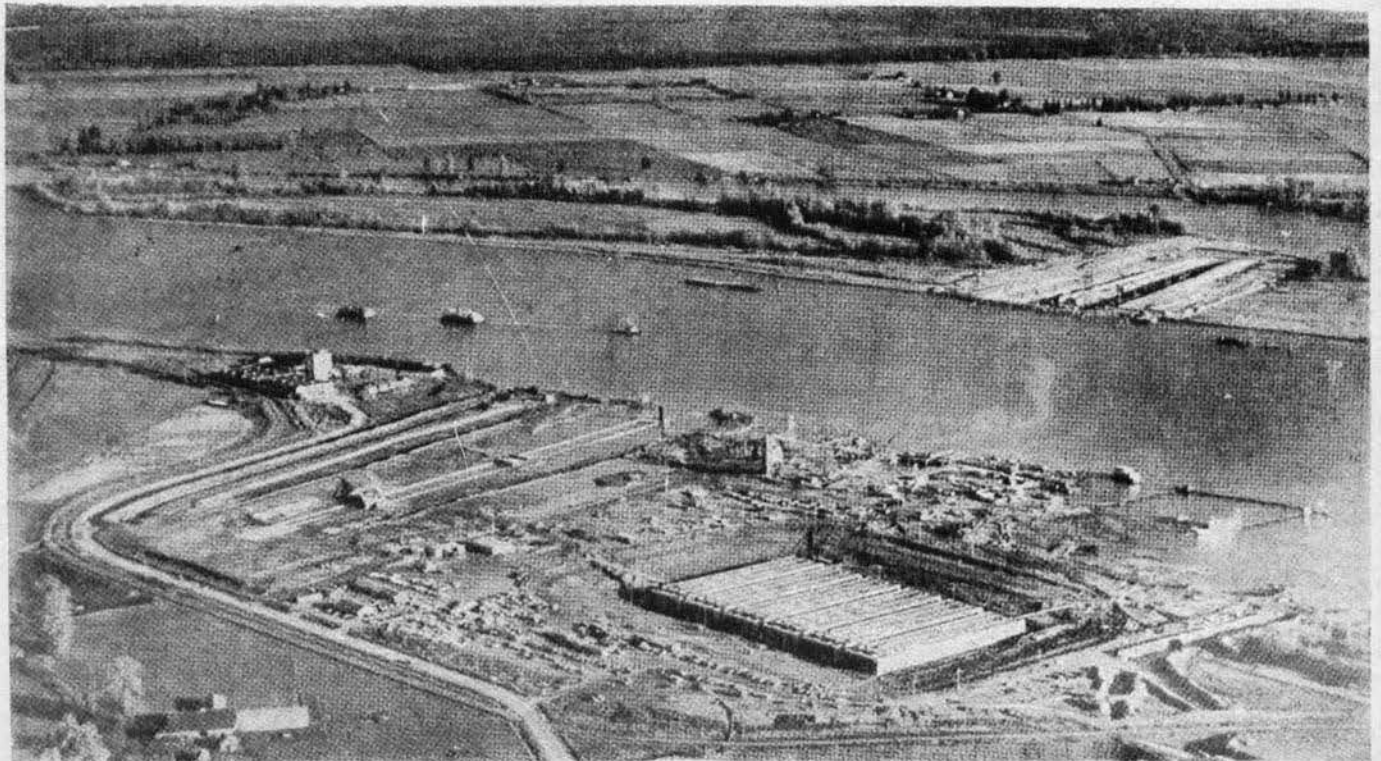


FIG. 9

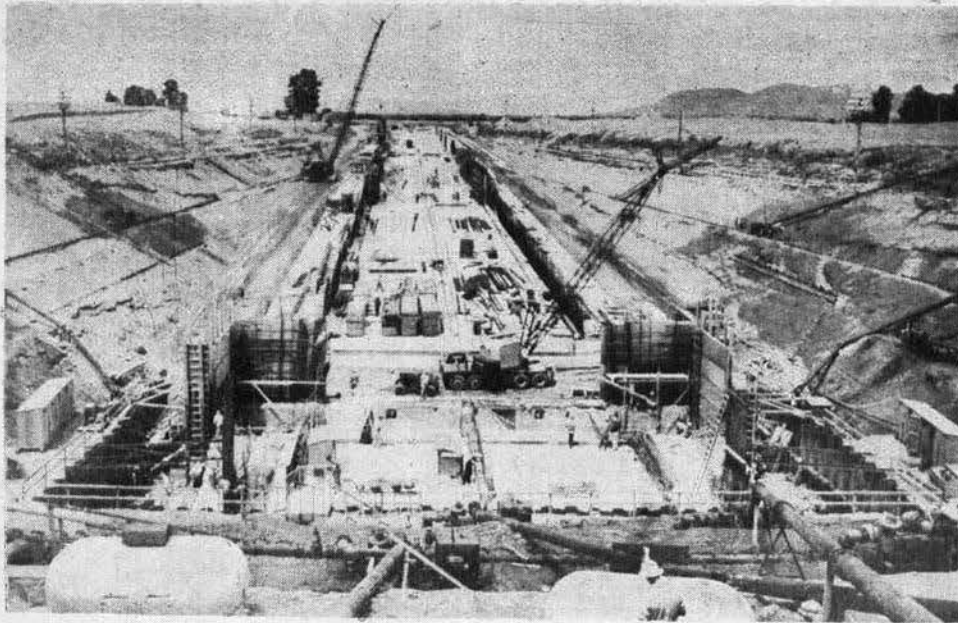


FIG. 10

Los elementos exteriores del túnel fueron provistos con una membrana impermeable. Debajo del piso esta membrana consistió en hojas de acero soldadas de $3/16$ pulgadas. En la parte superior y costados se usó una membrana bituminosa, hecha de 4 capas de refuerzo de fibra de vidrio en asfalto caliente. En los extremos de los elementos del túnel, donde serían conectadas estructuras adyacentes, la membrana impermeable consistió de láminas de acero de $1/4$ en el fondo, techo y paredes. También se usó membrana de

acero en todos los lugares donde se penetró la membrana con remaches y similares. La membrana impermeable se protegió con 4" de concreto reforzado en la parte superior e inferior, y por tablonces sostenidos por cinchos de acero en las paredes. El espacio entre la protección de madera y la membrana bituminosa se relleno con lechada líquida de cemento conteniendo serrín. Esto es tan débil después de acomodarse que posibles fragmentos no dañarían la membrana.

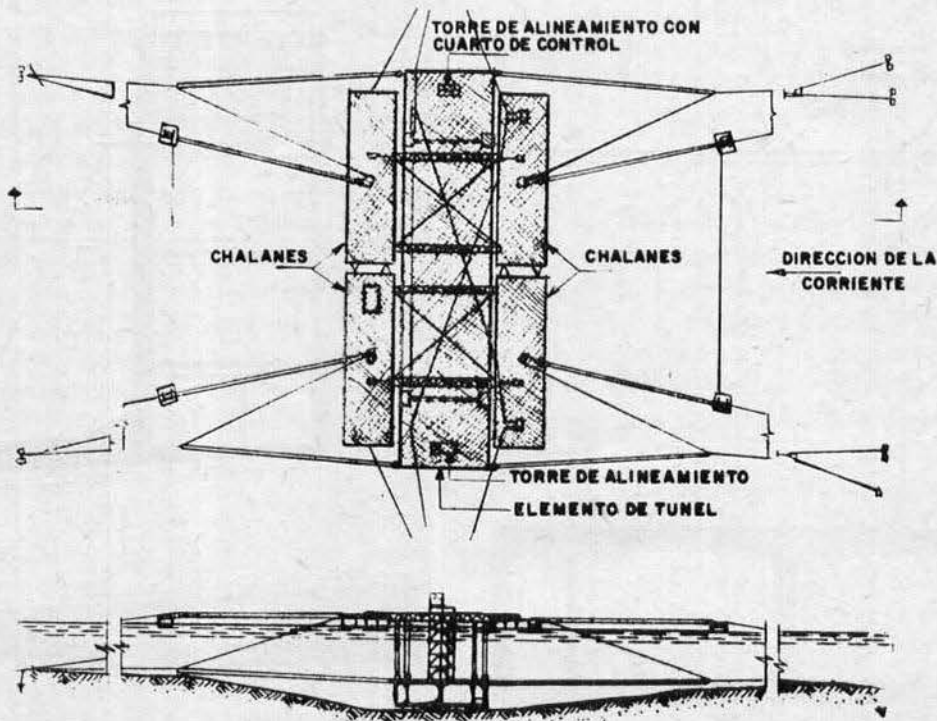


FIG. 11 Hundimiento del elemento de túnel.

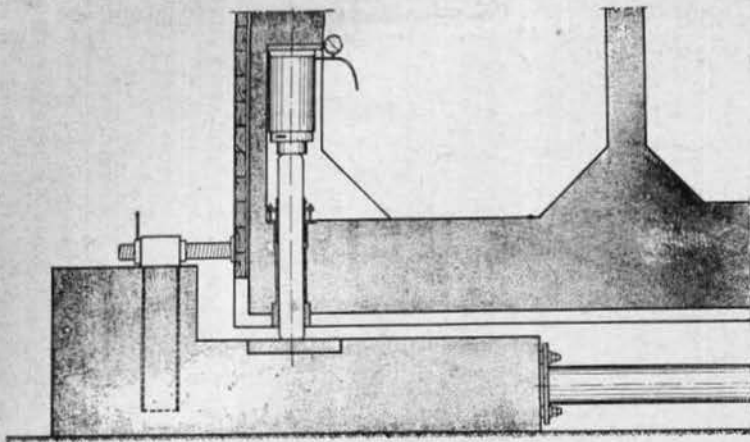


FIG. 13.—*Bloque de cimentación temporal.*

DISEÑOS

El túnel estructural fue hecho de acuerdo con el Código Nacional de Construcciones de Canadá.

Las cargas del túnel son las siguientes:

- a) Peso del túnel.
- b) Presión de agua. (Nivel de agua variable.)
- c) Relleno de roca y depósitos de arena sobre el túnel.
- d) Reacciones del suelo.
- e) Fuerzas de fricción, por ejemplo, fuerzas verticales sobre las paredes exteriores del túnel causadas por asentamientos del terreno debajo y fuera del túnel.
- f) Fuerzas de sismo.

Se especificó un mínimo de 250 Kg./cm.² en el

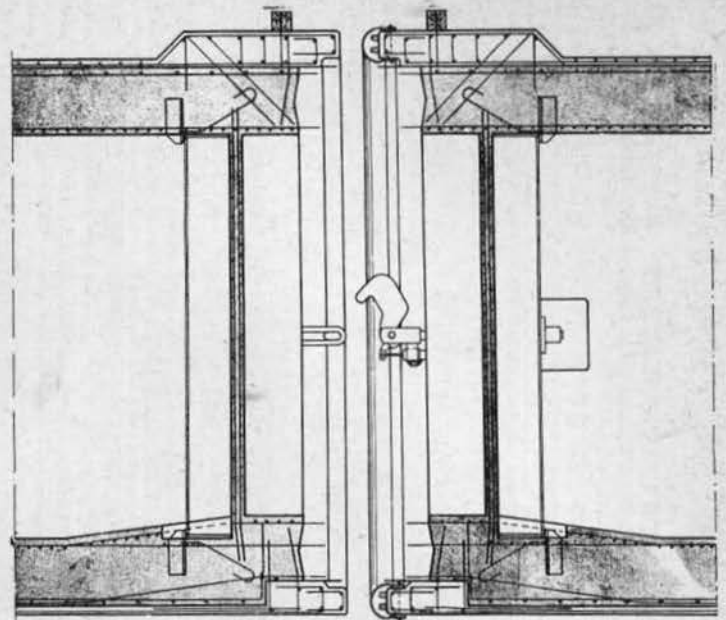


FIG. 14.—*Junta entre dos elementos del túnel.*

concreto de cilindros de 28 días, y un esfuerzo de 1360 Kg./cm.² para el refuerzo.

La distribución de momentos flexionantes fue calculado con el método de Hardy Cross. Un número de secciones transversales fueron analizadas, para cada una se consideró un gran número de combinaciones de carga.

Para reducir la cantidad de trabajo de cálculo requerido, se seleccionó un número de casos de cargas unitarias para los cuales se calcularon los momentos flexionantes y las fuerzas normales. Las fuerzas

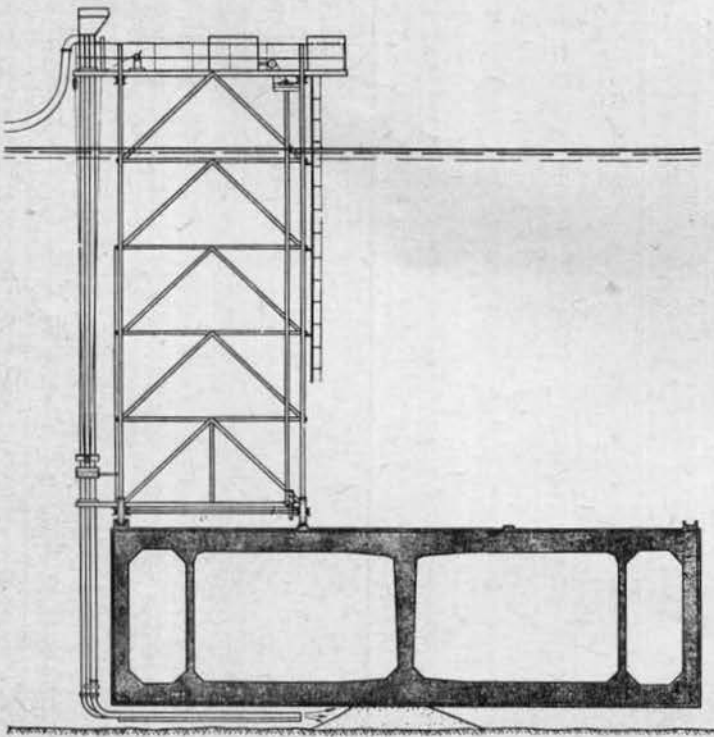


FIG. 15.—*Aparato para arena a chorro.*

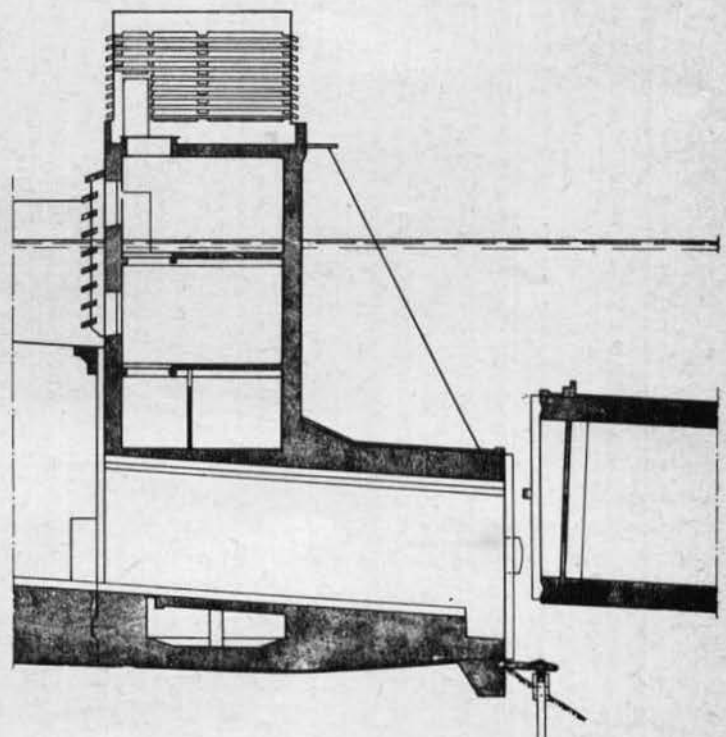


FIG. 16.—*Junta extrema.*

internas correspondientes a cualquier combinación de carga particular pudieron entonces ser calculadas fácilmente por superposición de las contribuciones relevantes.

El trabajo de cómputo fue reducido todavía más por la introducción de un número de formas impresas que facilitaron tanto los cálculos como las combinaciones.

Los cálculos demostraron que una sección transversal uniforme era apropiada para la longitud total del túnel y que un refuerzo podía ser usado para todas las secciones transversales, aparte de que unas cuantas pequeñas variaciones cerca de las márgenes del río.

El refuerzo principal consistió en varillas No. 11 (1 3/8" Φ) y el refuerzo consistió en varilla corrugada. El refuerzo típico se muestra en la figura 7.

Durante la flotación y hundimiento se presentaron momentos flexionantes longitudinales en los elementos del túnel. Estos momentos flexionantes se conservaron dentro de límites permisibles mediante una apropiada colocación de lastre, y así, no necesitó refuerzo adicional.

Las pruebas de laboratorio de suelo mostraron que una cierta cantidad de bufoamiento podría ser esperado como resultado de la descarga causada por el dragado de la zanja. Cuando los elementos de túnel fueron colocados en la zanja y el relleno fue colocado por ambos lados, la carga inmediatamente abajo del túnel era menor que la que previamente causaban las capas de arena original. Podrán entonces esperarse asentamientos diferenciales que resultarían en fuerzas de fricción verticales y hacia abajo sobre las paredes del túnel y los correspondientes esfuerzos cortantes verticales en las capas sobre el túnel en los planos de las caras verticales exteriores del túnel. Estos esfuerzos se tomaron en cuenta en el diseño del túnel, y fueron calculados sobre la consideración de que la deformación elástica de su sección transversal correspondería a los asentamientos diferenciales. Los cálculos se llevaron a cabo sobre la base de diferentes consideraciones con relación a la distribución de las reacciones del suelo bajo el túnel.

La carga del lecho en el río puede causar considerables variaciones en la carga vertical. El túnel se analizó como una viga sobre cimiento elástico sujeto a una carga senoidal con un máximo correspondiente a la protección de roca mas 6 metros de arena, y un mínimo correspondiente a la protección de roca solamente.

Este túnel está localizado en una región sujeta a considerable acción sísmica, y fue necesario entonces, estudiar la influencia de posibles sismos sobre el túnel.

La literatura sobre estructuras resistentes a sismo está limitada principalmente a estructuras sobre el suelo. Muy poca información está disponible sobre estructuras subterráneas. Estas últimas sin embargo,

se supone que generalmente están menos expuestas a daños por sismo que las primeras.

El procedimiento de diseño convencional para estructuras expuestas a sismo es aplicar una aceleración horizontal a todas las partes de la estructura. El orden de magnitud de la aceleración usualmente aplicada es 10% de una aceveración de la gravedad, pero este valor varía de acuerdo con el tipo y localización de las estructuras.

Durante los sismos las variaciones de esfuerzo ocurren tan rápidamente que no puede escapar agua de los poros del suelo. Las variaciones de esfuerzo resultan, así, en presiones de poro excesivas. Se encontró a partir de consideraciones teóricas, que ondas cortantes con una aceleración de más de 21% de la gravedad causarían falla en el suelo, siendo incapaz de transmitir ondas cortantes mayores.

Consecuentemente, el diseño fue basado en una aceleración máxima de 21% de la gravedad. Para esta aceleración se consideró que fuerzas cortantes iguales al 21% del peso de la sobrecarga se transmitiría al techo del túnel. Además se consideró un aumento en la presión del suelo sobre las paredes exteriores del túnel hasta de un valor correspondiente a la presión que ejercería un líquido de la misma densidad de la arena. El túnel se diseñó así para esta condición de carga, correspondiente a la condición de falla de las capas del suelo, de tal manera que los esfuerzos no excedieran ni le punto de cedencia del acero ni el esfuerzo de compresión del concreto.

El factor de seguridad contra el levantamiento del túnel es 1.16 bajo las condiciones más desfavorables. Todas las cargas fueron comprobadas durante el período de construcción con el objeto de revelar posibles desviaciones de las condiciones de diseño. Si las fuerzas de fricción entre el relleno y las paredes exteriores hubieran sido tomadas en cuenta, el factor de seguridad contra levantamiento hubiera sido 1.28.

CONSTRUCCION

Los elementos de túnel se construyeron en un dique seco dragado para el propósito al norte del río y cerca de la línea del túnel. El tramo bajo el agua se construyó con 6 elementos, cada uno de los cuales tiene 105 m. de largo, 24 m. de ancho y 7.20 m. de alto y pesaba 17 toneladas. Al fondo del dique seco se le dio una área de 193 m. por 117 m. de tal modo que (figuras 8 y 9).

El dique seco se dragó con una draga de succión después de que las capas superiores de limo habían sido removidas por dragas de arrastre y empleadas para hacer un bordo rodeando el dique seco. Al completarse el dragado se taponó el canal de conexión entre el río y el dique seco y se desaguó el dique seco. El agua freática dentro del área del dique seco se abatió a por lo menos dos metros abajo del fondo del dique por medio de un sistema de pozos de dos fases.

Los accesos en ambos lados del río se colaron en el sitio en cortes desaguados (figura 10). Las partes profundas de estos cortes, cerca de las márgenes del río quedan más o menos 15 m. abajo del nivel del agua y esto necesitó un sistema de pozos de 4 fases.

En el lado norte del río la excavación se llevó a cabo con dragas de arrastre, escrapas y buldozer. En este corte el sistema de pozos fue complementado con bombas de pozo profundo, tomando ventaja de una capa de arena gruesa a una profundidad aproximada de 30 m.

Los elementos de túnel se proveyeron con mamparos provisionales a un metro de cada extremo (figura 14). Los ductos de ventilación se dividieron con mamparos temporales, para formar un número de cámaras de lastre. Un sistema de lastramiento de agua, comprendiendo bombas eléctricas, tuberías, válvulas, etc., se instaló en la parte interior de cada elemento del túnel. Por medio de este sistema el agua pudo ser introducida y sacada de las cámaras de lastre.

El agua se introdujo y se bombeó fuera a través de los mamparos extremos. Antes de que el dique seco fuera llenado se introdujo suficiente agua dentro de las cámaras de lastre para evitar que los elementos flotarían. Cuando se llenó el dique seco, se dragó un canal desde el río hasta el dique, entonces cada elemento se sacó del dique, el agua de lastre se extrajo en marea baja de tal modo que el elemento se levantó con la marea entrante. Cada elemento fue arrastrado fuera y marrado a un aparejo consiste en 4 chalanes de acero (figuras 11 y 12). Se arregló una suspensión de 3 puntos del elemento, desde el aparejo, de tal modo que el elemento podía ser bajado durante la operación de hundimiento por medio de malacates colocados en los chalanes. Originalmente, el diseño marcaba el uso de 4 cilindros verticales para el hundimiento, colocados en el techo del elemento del túnel, pero se encontraron dificultades en la construcción de estos cilindros debido a la escasez de placa de acero, y entonces se alteró el arreglo anterior ya que los chalanes pudieron obtenerse sin dilación.

En un voladizo temporal, cada elemento fue provisto de 2 torres de alineamiento, dos tiros de acceso, etc. Las torres de alineamiento y los tiros de acceso eran de suficiente altura para extender hasta arriba del nivel del agua después que los elementos se hubieran hundido, dando así acceso al interior de los elementos durante y después del hundimiento. En una de las dos torres de alineamiento se colocó un cuarto de controles, desde el cual se dirigieron todas las operaciones de hundimiento y donde se hicieron medidas precisas de la posición del elemento por medio de instrumentos diseñados para el propósito.

Cuatro bloques de cimentación, temporales se suspendieron bajo cada elemento. Cada elemento en turno fue jalado hasta estar sobre su posición final en el río, habiendo sido previamente dragada la parte correspondiente de zanja en el fondo del río. El ali-

neamiento horizontal del elemento y del aparejo se controló por medio de malacates colocados en los chalanes y conectados por cables a anclas de patente holandesa hincadas dentro del lecho del río. El cuarto de control estaba en conexión telefónica con todos los malacates. Las bombas y las válvulas de sistema de lastre eran operadas a control remoto desde el cuarto de controles en donde también la profundidad de agua en las varias cámaras de lastre eran registradas. El hundimiento se efectuó bombeando agua dentro de las cámaras temporales de lastre y simultáneamente largando de los 4 winches de los cuales estaba suspendido el elemento.

Cuando los elementos quedaron sumergidos dentro de la zanja, los 4 bloques temporales descansar sobre camas de grava niveladas a maestra. Entonces los cimientos temporales se soltaban y la posición del túnel se ajustaba horizontal y verticalmente. Para el ajuste vertical se arreglaron pistones de acero que penetraban el fondo del elemento sobre los cuatro bloques de cimentación (fig. 3). Estos pistones se operaron desde el interior de los elementos por medio de gatos hidráulicos, dos de los cuales estaban interconectados, de tal manera que geoméricamente el túnel estaba soportado solamente en tres puntos. Este arreglo permitió que los elementos fueran colocados con una aproximación de 3 mm.

Las juntas entre los elementos de túnel se trabajaron como sigue: Inmediatamente después de que un elemento de túnel había sido hundido, se presionó contra el elemento puesto antes. La orilla exterior de la superficie extrema de este último elemento fue provisto de un empaque de hule diseñado a propósito, el cual era presionado contra el lado libre del primer elemento. Los dos elementos se empujaban uno contra otro con una fuerza de 150 ton. por medio de un arreglo de gancho en uno de los elementos, operado hidráulicamente desde el interior del elemento (fig. 14). Abriendo una válvula en uno de los mamparos temporales, la presión del agua era reducida en el espacio entre los dos mamparos. Los elementos de túnel se forzaron al juntarse por la presión hidrostática que llegó a 3 mil toneladas aproximadamente, actuando en el extremo libre del elemento que se estaba colocando. El agua entonces se bombeaba fuera de la cámara entre los mamparos extremos y entonces era posible abrir las puertas de los mamparos y tener acceso de un elemento a otro.

Cuando un elemento de túnel había sido sumergido se colocó arena a chorro en el espacio bajo los elementos, este chorro de arena se ejecutaba de acuerdo con un método patentado que asegura el depósito uniforme y compacto de la arena. El sistema usado en el túnel de la Isla Deas fue una versión mejorada de la que se desarrolló en el túnel Maas. La arena a chorro se colocó por medio de un caballete de acero, que corre sobre rieles, sobre los elementos de túnel y que tiene una plataforma arriba de la superficie del agua

(fig. 15). El caballete sirvió como soporte para un sistema de tuberías consistente en un tubo para el chorro y dos tubos de succión que pueden ser colocados en posición abajo del elemento. Una mezcla de arena-agua se bombeaba a través del tubo de chorro. El arreglo incluía un artefacto que daba clara indicación del lugar donde estaba depositándose la arena, de tal manera que el sistema de tuberías podía ser volteado o lanzado basado en esta información, obteniéndose un depósito uniforme y compacto bajo la totalidad del elemento de túnel. Cuando la colocación de arena se completaba, se soltaban los gatos de los cuatro pistones de tal modo que el peso del elemento de túnel se transfería a la arena.

Las juntas permanentes entre los elementos de túnel fueron hechas desde el interior juntando las membranas impermeables, soldando las puntas de las varillas de refuerzo, colocando concreto y rellenando con lechada el espacio fuera de la membrana. El colado de las juntas en el techo era difícil porque tenía que ser hecho desde abajo. Se usó entonces para esta parte del trabajo, COLCRETE.

El agregado grueso se colocaba con aire a presión dentro de la junta, lechadeándose entonces. Todo el trabajo en conexión con las juntas permanentes de los elementos pudo hacerse así sin el empleo de buzos, alcanzía de concreto o trabajo en aire comprimido. Las conexiones permanentes de los elementos no se comenzaron sino hasta estar ciertos de que los asentamientos diferenciales de los elementos en cuestión habían cesado.

Las juntas temporales entre los elementos extremos y las estructuras coladas in-situ en las márgenes se hicieron como sigue (fig. 16).

Para evitar que la estructura de acceso se levantara al inundar el corte, se permitió que el agua se levantara al mismo tiempo dentro de ella. Esta agua no pudo ser bombeada hasta que el relleno final alrededor del extremo del acceso se hubo completado.

Después de que el corte se inundó y la ataguía entre el acceso y el río se quitó, el extremo del elemento de túnel fue bajado a ponerse sobre una viga provista de un empaque de hule.

La junta a lo largo de ambas paredes y sobre el techo se apretó temporalmente por medio de tableros de madera con empaques de hule. Entonces se metió arena a chorro bajo la junta y se rellenó en ambos lados y arriba, después de lo cual se sacó el agua del interior.

Varios procedimientos de trabajo nuevos, se usaron por primera vez durante la construcción del túnel de la Isla Deas, por ejemplo, los bloques de cimentación suspendidos y el sello de las juntas de hule por medio de presión hidrostática.

La ventilación del túnel se provee por cuatro ventiladores de flujo axial capaces de manejar 28,000 m³ por minuto. El sistema de ventilación es semi-transverso. Por medio de los ductos localizados a lo largo de las circulaciones viales se abastece de aire fresco y se extrae el aire viciado. Un ventilador de aire fresco y uno de aire viciado están instalados en cada edificio de ventilación.

La ventilación se controla normalmente por un programador de tiempo automático de 7 días. El contenido de monóxido de carbono y la visibilidad se miden en varios puntos del túnel por analizadores de monóxido y medidores de visibilidad. Si la concentración permisible de monóxido de carbono se excede, o si decrece la visibilidad, automáticamente aumenta la intensidad de la ventilación. En caso de incendio en el túnel, los detectores de incendio automáticamente cambian el sistema de ventilación a trabajar a ventilación de incendio. El sistema de ventilación también puede operarse manualmente desde el cuarto de controles que se localiza en uno de los edificios de ventilación.

El túnel se ilumina por lámparas fluorescentes en pantallas especiales a prueba de agua. La intensidad de iluminación se controla automáticamente por el programador de tiempo. En caso de una intensidad de luz desusada fuera del túnel, la intensidad dentro del túnel se ajusta automáticamente por medio de fotoceldas. La intensidad de iluminación puede también controlarse manualmente desde el cuarto de controles.

La intensidad máxima de iluminación dentro de los portales de acceso es de 85 pies-bujía. Esta intensidad decrece gradualmente a 5 pies-bujía a una distancia de 220 m. desde cada entrada.

Para proveer transición gradual desde la luz diurna brillante a la iluminación del túnel están colocados louvres de aluminio están colocados sobre los accesos precisamente fuera de los portales; los louvres evitan que la luz del sol directa ponetre al camino.

La energía eléctrica para el túnel se abastece de dos fuentes independientes. Si la fuente normal de energía falla, un traslado automático se efectúa a la fuente alternativa. El túnel está equipado con un abastecimiento de emergencia de un motor generador alimentado por una batería alcalina de níquel-cadmio y por un generador diesel.

El túnel está equipado con un sistema de aspersión. Hidrantes para incendio y extinguidores de CO₂ se colocaron a cortos intervalos. El agua de lluvia se lleva de los accesos hasta receptores en los edificios de ventilación, mientras que el agua que corre dentro del túnel se lleva a un resumidero a medio río. El agua se bombea de los receptores por medio de bombas de drenaje que trabajan automáticamente con las variaciones del nivel del agua.

Contadores de tránsito están colocados en los portales de entrada y salida, las señales de estos contadores se registran en el cuarto de controles.

Al principio de los accesos están colocados unos indicadores de altura. Si un vehículo excede la altura máxima permisible, se enciende automáticamente una luz advirtiendo al conductor que no entre al túnel.

A pesar del extenso automatismo en el túnel, un operador está presente en el cuarto de controles durante las horas de máximos. Un circuito cerrado de televisión, incluyendo 14 cámaras en el túnel y dos monitores en el cuarto de controles ha sido diseñado para la inspección del tránsito. El operador puede operar las señales de tránsito desde el cuarto de controles, y transmitir órdenes a través de un sistema de magnavoces en el túnel.

Están instaladas señales eléctricas de "parar el motor" por medio de las cuales es posible dar instrucciones a los conductores para parar sus motores du-

rante los altos de tránsito para limitar la producción de CO₂. Teléfonos públicos de emergencia están colocados a cortos intervalos en los ductos de tránsito.

El túnel se abrió al tránsito el 23 de mayo de 1959 y el día siguiente pasaron 75,000 vehículos. La ceremonia de inauguración fue el 15 de julio de 1959 cuando la Reina Isabel II abrió el túnel oficialmente.

Los siguientes contratistas participaron en los trabajos mayores del túnel:

Narod Construcción Ltd. & Dawson & Hall Ltd., Peter Kiewit Sons' Co. Of Canada Ltd., Raymond International Co. Ltd., and B. C. Driege & Dredging Co. Ltd.

El diseño del complicado túnel bajo el agua fue hecho en las oficinas de proyecto de CHRISTIANI & NIELSEN, en Copenhage bajo la dirección de Troels Brondun-Nielsen, Ingeniero en Jefe. O. H. Bentzen, Ing. en Jefe de Christiani & Nielsen fue el Gerente de los trabajos en Vancouver.



INGENIEROS - CONTRATISTAS - INDUSTRIALES - COMERCIANTES

SU PUBLICIDAD

EN

REVISTA TECNICA

"OBRAS MARITIMAS"*

ES UNA GARANTIA A SU INVERSION

ANUNCIESE USTED

Informes al Apartado Postal 2671
México 1, D. F.

Suscripción Anual \$ 50.00
* Revista Especializada

Motivos para la organización de una "Comisión Federal del Agua"

El tema del agua en nuestro país, por la significación que este elemento tiene en el desarrollo de casi todos los factores significantes de nuestra vida, es siempre apasionante.

Este es el motivo por el cual hoy ofrecemos a nuestros lectores un artículo sobre este tema, que concreta clara y profundamente el ilustrado pensamiento de la ASOCIACION HIDROLOGICA MEXICANA, expuesto por su presidente el ingeniero Roberto Fernández Morán.

A.—

¿POR QUE UNA "COMISION FEDERAL DEL AGUA"?

- 1.—Recursos Hidráulicos
- 2.—Comisiones de Agua
- 3.—Agua para la Agricultura
- 4.—Agua para fines militares, control de inundaciones, drenaje navegación piscicultura, sanidad fuerza hidráulica y recreación.

B.—

MOTIVOS DETERMINANTES PARA ORGANIZAR UNA COMISION FEDERAL DEL AGUA

- 1.—Unidad del agua
- 2.—Unidad en la administración del Agua.

C.—

UN PLAN MAESTRO HIDRAULICO

- 1.—Objetivos técnicos y políticos
- 2.—Aspectos de tiempo
- 3.—Etapas

D.—

UNA POLITICA NACIONAL HIDRAULICA

- 1.—El agua y el Desarrollo Económico
- 2.—La política hidráulica en relación con el desarrollo industrial agrícola y para la introducción de energía.
- 3.—Poder administrativo para llevar a cabo una política y un plan maestro hidráulico.

LA OBRA DE LA SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

El gobierno de México tiene establecido un organismo, la Secretaría de Recursos Hidráulicos, para defender y desarrollar el agua, una de las más valiosas riquezas naturales del país. En este aspecto aventaja a muchas otras naciones del orbe, aún las más industrializadas, que carecen de una dependencia especial avocada a resolver los problemas inherentes a la explotación del líquido.

Por este motivo, la administración gubernamental mexicana puede considerarse progresista. Además:

forma parte del grupo de pueblos pioneros que han estado de acuerdo con los principios y programación del Consejo Económico Social de la Organización de las Naciones Unidas que aconseja: **CONCEDER LA MAS ALTA PRIORIDAD A LOS PROYECTOS INTEGRALES DE AGUA EN GRANDE ESCALA Y ESTABLECER COMISIONES O CONSEJOS NACIONALES DEL AGUA EN UN NIVEL MINISTERIAL.**

La Secretaría de Recursos Hidráulicos, en sus 11 años de vida, se ha ocupado de grandes y pequeños trabajos de planeación y construcción, para destinar el agua al riego de tierras de cultivo, a la generación de energía eléctrica y al abastecimiento urbano. La frecuencia, laboriosidad y acierto de muchas de estas obras infieren una pregunta: ¿Porqué la necesidad de organizar un Comisión Federal del Agua?

LA FINALIDAD DE LAS COMISIONES DEL AGUA

Algunas de las obras hidráulicas llevadas a cabo en México y las que están en etapa de construcción o preparación, son tan amplias que, para administrarlas, se hizo necesaria la organización de comisiones especiales de nivel semejante a la propia Secretaría.

Fué necesaria esa organización debido a que el trabajo de las comisiones, en cada caso, abarcaba no sólo un objetivo, tal como la prevención de inundaciones, sino varios propósitos: abastecimiento de agua, producción de fuerza, forestación, navegación, irrigación y otros.

Aunque una de estas Comisiones, la Hidrológica del Valle de México, fue definida como unidad geohidrográfica, todas las demás comprenden sistemas de vertientes, desde su origen hasta su desembocadura en el mar. Tal es el caso de las de los ríos Papaloapan, Tepalatepec y Grijalva.

La filosofía político-social en que se basan estas comisiones de vertientes, sus conceptos técnicos, funcionamiento y dirección, han influido mucho en el establecimiento, con éxito notable, de organismos semejantes en otros países.

De este resultado se desprenden dos hechos: si México ha sido capaz de fundar, siguiendo los modelos originales, comisiones para algunos ríos de sus más importantes vertientes, ¿por qué no ha de continuar formando comisiones hidrográficas adicionales para sus restantes sistemas fluviales, conforme la dicte la necesidad? O mejor dicho: ¿por qué no se ha de crear una Comisión Federal del Agua?

IMPORTANCIA DEL AGUA PARA LA AGRICULTURA

En México, como en todos los países que se desarrollan en zonas áridas, el mayor porcentaje de agua

se usa para la irrigación. Por eso, los planes agrícolas habrán de orientarse, en el futuro, con base en el adecuado manejo del agua, más que en ningún otro adelanto técnico.

Esta nueva proyección de México es urgente debido al hecho de que el 52% del territorio nacional es árido; el 30% semi-árido, el 10% semi-húmedo y el 6% restante, húmedo. Además, hoy en día, el total del área irrigada comprende menos del 1% del territorio nacional y, probablemente, menos del 10 ó 20% de los suelos laborables.

El adecuado manejo del agua en la agricultura es de vital importancia, pues se sabe que sólo en áreas húmedas y semihúmedas es posible practicar sistemas de cultivo intensivo y bien balanceado; en las zonas semi-áridas la falta de humedad debe ser suplementada con la irrigación y en las regiones áridas hay que basarse totalmente en el uso de este sistema.

Aun en regiones semihúmedas es prudente decir que la irrigación complementaria incrementa la producción ayudada, desde luego, por otro tipo de adelantos técnicos agrícolas.

Conviene dejar asentado aquí que, por lo que se refiere al agua, la tarea de la Secretaría de Agricultura y Ganadería es de evidente responsabilidad y consiste en: estimular los proyectos de irrigación y, sobre todo, educar al agricultor para que aplique racionalmente sus recursos de agua en los campos de cultivo.

Estos objetivos han ocupado el primer plano en los esfuerzos de la dependencia gubernamental en el pasado, dadas las condiciones prevalecientes en el medio mexicano, serán motrices en el planteamiento de los proyectos futuros para incrementar la producción agrícola del país.

Por otra parte, uno de los más importantes instrumentos de la política mencionada ha sido el crédito otorgado a los campesinos a través de los Bancos Nacionales de Crédito Ejidal, de Crédito Agrícola y Ganadero y otros privados, para la construcción de pequeñas presas, depósitos, canales, perforación de pozos y la compra de bombas y tuberías.

De la actividad implícita de estos créditos se desprende la siguiente cuestión: ¿requiere dicha política una orientación fundamental adicional o, en rigor de propiedad, de los invaluable servicios de una Comisión Federal del Agua?

EL VALOR ESTRATEGICO DE LA RIQUEZA ACUIFERA

En la actualidad no es impropio hablar de la compleja actividad del agua y su importante valor estratégico, ya que en sus diversos usos abarca diferentes ramas de la labor humana. El agua desempeña un papel indispensable en tareas militares, control de inundaciones, drenaje, navegación, piscicultura, sanidad, fuerza hidráulica y de recreación.

Desmembrando este conjunto de actividades es prudente señalar que por lo que se refiere al uso del líquido para fines militares, las técnicas del Ejército, la Fuerza Aérea y la Armada deberán contar con departamentos que se ocupen de los aspectos militares del agua. Estos pueden dividirse en tres grupos: uno, relativo al abastecimiento de agua para los establecimientos existentes; el segundo, destinado al abastecimiento del agua en una emergencia, y el tercero, dedicado al uso del agua como arma militar: inundaciones, destrucción de abastecimientos, contaminación de agua por medios bacteriológicos, químicos o radiactivos y otros.

El agua, como arma ofensiva y de protección tiene una importancia definitiva en la época contemporánea. En efecto, todas las acciones militares durante la segunda guerra mundial, particularmente las que se realizan en regiones desérticas, fueron precedidas por una cuidadosa preparación de todo lo relativo al agua.

Grupos de ingenieros hidrólogos y geólogos, instruidos en hidrología militar, acompañaban a las tropas en campaña con objeto de informar acerca de las necesidades del agua en relación con los objetivos de la campaña.

Cualquier emergencia que pudiera surgir en México, necesariamente requeriría de las ramas técnicas conocimientos hidrológicos en asuntos militares. En muchos países existen ya leyes facultando a las fuerzas armadas para hacerse cargo y manejar las instalaciones de agua en caso de tensión política; las instalaciones claves no pueden ser administradas adecuadamente por una organización a menos que exista —antes de que se le pida cumpla con tan amplia tarea—, un núcleo de especialistas dentro de esa organización.

La navegación de aguas interiores, por otra parte, es de la competencia de la Secretaría de Marina. En relación con el tamaño del país, se considera reducido el uso del agua para la navegación y continuará siendo limitado a causa del tamaño de los distritos costeros por cuanto hace a la gran extensión de las tierras altas.

La actividad en los lagos interiores, particularmente en los más grandes, caso concreto: el de Chapala, tiene atractivos económicos. Sin embargo, con el desarrollo del país surgirá el interés por usar las partes más bajas de los ríos a lo largo de la costa Atlántica, como medio de transporte para el tráfico de entrada y salida.

También podría ser atrayente usar las grandes lagunas: Madre, Tamiahua, Términos y otras, para la navegación o para transformarlas en lagos de agua dulce para fines de almacenamiento cuando el país padezca escasez de agua.

Esto puede lograrse construyendo diques apropiados y presas de protección, reemplazando el agua salobre por agua dulce, tomada del excedente de los

ríos vecinos tales como: Grande, Pánuco, Usumacinta y Grijalva. En lo futuro se requiere una coordinación de la Secretaría de Marina con las demás dependencias, para el uso y reglamentación del agua.

La piscicultura en lagunas de agua dulce debe definitivamente considerarse como una rama de la Secretaría de Agricultura, aunque hoy día la maneja la de Industria y Comercio. Recientemente se ha incrementado la actividad oficial con objeto de fomentar la producción de peces y el uso de las especies como fuentes de abasto de proteínas para el pueblo. Sin embargo, la iniciativa personal local, en realidad, parece ser todavía el factor dominante en este aspecto.

El agua, en lo que se relaciona con la salud, depende de la Secretaría de Salubridad y Asistencia. Su actividad concreta se refiere, en este aspecto, a la erradicación del paludismo y otras enfermedades conexas; tanto más cuanto que esas plagas tienen una significación más que local. Por otra parte, las autoridades federales, estatales y municipales son legalmente responsables de la prevención y disminución de los peligros resultantes de las aguas bacteriológicas y químicamente impuras.

La producción de energía eléctrica está colocada bajo la supervisión y responsabilidad ejecutiva de la Comisión Federal de Electricidad —con excepción de algunas centrales de provincia, manejadas por grupos como la Compañía Mexicana de Luz y Fuerza Motriz, la Guanajuato Power Co., y otras— hoy nacionalizadas—, la fuerza producto de la explotación hidráulica cae, por tanto, dentro del campo de actividades de dicha Comisión.

Actualmente, el total de la energía producida en el país se deriva, en un 66%, de la fuerza de las caídas de agua. En el futuro se prevé un considerable crecimiento en la producción de energía a través de la fuerza hidráulica.

Por lo que hace al uso del agua con fines recreativos tales como: natación, deportes acuáticos y otras actividades, es cierto que ni se supervisa ni tiene orientación federal. En el caso de los canales de Xochimilco, la Dirección de Obras Hidráulicas del Distrito Federal se ha encargado del mantenimiento de esas reservas acuíferas, destinadas a fines recreativos.

Desgraciadamente, no aparece ninguna acción coordinada para prevenir el creciente empobrecimiento de lagos y lagunas como Pátzcuaro, Cuitzeo o Yuriria, ni de otros espacios escénicos considerados como tesoros recreativos, a consecuencia de la reducción de su nivel por el uso excesivo del agua en su cuenca alimentadora.

Y así muchos otros campos principales en los que tiene un papel importantísimo el control y el uso del agua dulce que no están tan bien definidos en sus relaciones administrativas como alguno de los arriba citados.

El estado actual, por tanto, diversifica aun más las actividades de las dependencias gubernamentales señaladas y, en razón del mismo trabajo, complicaciones de carácter técnico que sólo pueden encontrar comprensión y soluciones por obra de organismos adecuados.

De aquí que la pregunta sobre la necesidad de la organización de una Comisión Federal del Agua parece menos retórica. Evidentemente, en asuntos de gran interés nacional, se encuentran espacios donde existe gran vacío administrativo y, probablemente, deficiencias fundamentales en su funcionamiento. ¿No son estas razones válidas y hasta determinantes para la organización de la Comisión Federal del Agua?

EN MEXICO, EL AGUA DEBE CONSIDERARSE COMO UNIDAD FIJA

Dentro de los límites de cualquier nación existe cierta cantidad de agua sobre y bajo el nivel del suelo. Se encuentra acumulada en depósitos que se formaron durante períodos geológicos en lagos y vasos subterráneos, sus dimensiones son, aproximadamente, de 10×10^{15} metros cúbicos, y de aguas cíclicas que se precipitan en la superficie de la tierra en forma de lluvia, rocío y nieve hasta acumularse en cantidad aproximada de 1.3×10^{12} metros cúbicos como promedio por año.

Estas cantidades solamente pueden cambiarse muy poco por medios artificiales y más aún todavía no se vislumbra ningún procedimiento para producir agua dulce del agua de mar a un precio que pueda ser pagado siquiera por el 1% de los consumidores del líquido.

Además, en el futuro no podrá hacerse nada con el clima para producir lluvia artificial para cubrir un área del tamaño de México, ni se prevé la posibilidad de que pudiera incrementarse la precipitación pluvial en más de un 5% aproximadamente.

Sin embargo, México posee un recurso bastante bien definido en cuanto a volumen de agua se refiere. La cifra es amplia y por lo mismo invita al desperdicio. Ella, en sí, será suficiente para servir a una sociedad altamente industrializada e irrigar la mayoría de las tierras susceptibles al cultivo, si es manejada racionalmente.

Esto viene a cuento porque de no seguirse el sistema adecuado para la explotación de los recursos acuíferos, se formarán intereses encontrados y la lucha por los derechos del agua provocará tensiones entre las clases y el gobierno. Ella puede dividir a la nación y sólo una Comisión Federal del Agua (CONFEDAGUA), podrá evitar su desarrollo que de incrementarse sería desastroso.

Existiendo como existe una cantidad limitada de agua, no excedente, es deber de los representantes del pueblo —el Presidente, los miembros a los Congresos y otros—, determinar cómo debe usarse el volumen de agua con que cuenta el país. La decisión no puede dejarse al azar; no debe esperar al futuro; ni abandonarse a la lucha entre diferentes agencias gubernamentales con algo de ingerencia en el agua; no se puede dejar a la discreción de los gobiernos estatales o municipales que las explotaciones se extiendan en las áreas ricas en agua; ésta no debe abandonarse a los resultados de acuerdos bilaterales o multilaterales entre los Estados Federales; ni debe abandonarse a una interpretación a corto plazo, de las necesidades de agua de la nación.

En este y los múltiples aspectos de la explotación del agua sólo puede lograrse una decisión basándose en los hechos: el conocimiento de las condiciones naturales del país, de su desarrollo técnico potencial y de sus aspiraciones socio-económicas, conforme son formuladas por el Gobierno Federal. Porque todas las decisiones deben tomarse de acuerdo con la premisa de que en México el agua constituye unidad fija.

El agua de un río debe servir para la irrigación en regiones bajas, la de un lago, para fines recreativos, pero éstos nunca deben convertirse en receptáculos del alcantarillado, de aguas no purificadas o de desperdicio industrial. No se puede permitir que se malgasten los escasos recursos hidráulicos de una región en aras del abastecimiento ideal de agua para una ciudad. Por tanto, la Comisión Hidrológica del Valle de México, ponemos por caso, no representa necesariamente el instrumento más eficaz y adecuado para dar a la metrópoli el agua que necesita.

Como tampoco las comisiones que abarcar vertientes de ríos son las que de modo mejor desarrollan los recursos hidráulicos de una región del país. Además, las ideas concebidas en otros países no pueden ser trasplantadas al nuestro, ya que muchos de sus aspectos no se adaptan a las condiciones mexicanas.

Estos y una multitud de otros contrastes, conflictos, intereses y dificultades para fijar prioridad económica y social, requieren a fin de lograr una solución adecuada de los oficios de una autoridad en el más alto nivel: una CONFEDAGUA.

Si a México le ha parecido conveniente nacionalizar su petróleo y confiar a una agencia gubernamental el desarrollo de sus reservas, de tal manera que PEMEX puede ser considerada como una Comisión del Petróleo, los motivos para crear una CONFEDAGUA son, ciertamente, más poderosos.

Los que determinanaron la organización de PEMEX, bajo las presentes condiciones políticas, no son exactamente las mismas. La lucha económica de un pueblo para determinar el destino económico en su

suelo, de acuerdo con sus principios provocó el destrozamiento de las compañías petroleras extrañas hace varios años. La conservación del control federal estricto sobre las exploraciones y explotaciones petroleras, aun hoy día, es piedra angular de la política interna, para guiar el desarrollo conforme a un plan gubernamental a largo alcance. Este último principio no se diferencia del que debe aplicarse en materia de recursos hidráulicos, con la única excepción de que el agua penetra en el cuerpo económico de la nación más profundamente aún y en forma más completa que el petróleo.

¿Puede permitirse que el país sea menos progresista en lo relativo al agua, la materia vital e importante, que en todo lo que se refiere al petróleo?

En abundancia de argumento, comparemos el agua con la electricidad. Para el incremento de ésta se estableció una Comisión Federal. La generación de energía, su distribución y el costo de su estructura fueron considerados materia del programa gubernamental, sobre todo en razón del desarrollo material de diversas regiones y la explotación de recursos materiales de México.

Al emprenderse la organización no se pensó que la relación entre la demanda, el abastecimiento y el aprovechamiento de las instalaciones aisladas conduciría a una óptima explotación de las fuentes de energía a un costo mínimo.

En consideración a esta saludable actitud, ¿no es el caso del agua más importante que el de la energía hidroeléctrica? La fuerza puede producirse térmica o hidráulicamente. En un futuro cercano se obtendrá por fusión y fisión nuclear. No es el caso del agua. Por tanto, si la electricidad está colocada bajo la jurisdicción de una Comisión Federal, ¿no debe colocarse al importante e insustituible líquido bajo los auspicios de una CONFEDAGUA, con prioridad sola de electricidad?

LA UNIDAD EN LA ADMINISTRACION DEL AGUA, TAREA VITAL

Las explicaciones anteriores demuestran por qué la tarea de una Secretaría como la de Recursos Hidráulicos y la de una Comisión de Agua —CONFEDAGUA, propiamente—, no son las mismas ni pueden unificarse bajo un solo mando.

El agua en México es una materia a la que se le puede dar un tratamiento realmente sencillo, ya que se la considera abundante, aunque de hecho sea escasa, que consistiría en explotarla en el lugar conveniente, en el tiempo, al precio y en las cantidades y cualidades adecuadas.

Puesto que el agua se requiere para multitud de propósitos su tratamiento, en la actualidad, compete a muchas agencias gubernamentales. De ahí que la Secretaría de Agricultura y Ganadería deba orientar su

política al incremento de productos para la alimentación del pueblo; variedad de cultivos para su industrialización; uso del agua dulce para la cría de peces y, además, ayudar al control de inundaciones y drenaje en los terrenos agrícolas.

La Comisión Federal de Electricidad, por su parte, debe planear la dimensión de sus obras y escoger los lugares para obtener la mayor producción de energía por medios hidráulicos. La Secretaría de Salubridad y Asistencia debe recomendar el uso del agua para prevenir enfermedades originadas por ésta y fomentar el de líquido puro y saludable. Así como éstas, hay varias autoridades federales, estatales o locales que, de una manera o de otra, están conectadas profundamente con los asuntos del agua.

Sin embargo, la experiencia ha señalado que este procedimiento hace casi siempre estériles y caóticos todos los esfuerzos. De esos fracasos, que son costosísimos para el país, se deriva la necesidad de armonizar, cuando menos, los trabajos entre una CONFEDAGUA y los de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. En efecto, la misión de la primera consistiría en precisar las tareas más adecuadas para utilizar los recursos y a la segunda quedaría como obligatoria la realización de las obras consecuentes.

Porque bajo el sistema actual de administración es inevitable una creciente fricción entre los varios usos del agua que se otorga a las diferentes autoridades públicas. Cada una de ellas, de acuerdo con la ley y con sus propios estatutos y reglamentos, tiene derechos sobre el agua y muchos de éstos se excluyen mutuamente. Algunos, por sus conflictos inherentes no resueltos, perjudican al país en su totalidad.

El agua, como se maneja en México, hace posible la ejecución de proyectos en pequeña y grande escala. No obstante, ellos, aislados, no reflejan necesariamente una buena política. Los proyectos hidráulicos deben representar solamente elementos en la estructura del edificio de un plan nacional del agua. Un proyecto que no encaja en el plan mismo puede beneficiar a algunos, pero impide el beneficio colectivo. Además, los proyectos que no se relacionan con una política federal del agua, absorben los fondos públicos y no producen dividendos en la economía nacional.

EL MAL USO DEL AGUA Y EL DESPERDICIO DEL DINERO

Secuencias administrativas posponen una y otra vez las obras hidráulicas de largo alcance y se prefieren los proyectos adecuados a los programas vigentes de gobierno que a las soluciones fundamentales. Se desperdicia el dinero si producir ganancias. Se importan conceptos extranjeros sin un examen crítico a la luz de las condiciones y necesidades mexicanas.

Los conflictos fundamentales sobre el agua, surgidos en el pasado y que ocurrirán aún con más fre-

cuencia en el futuro, no pueden ser resueltos en un nivel administrativo inferior porque, al tratar de hacerlo, se bloquearía su progreso al turnarse a niveles cada vez más altos, hasta llegar a la Presidencia de la República.

Como consecuencia, en todo tiempo, la Presidencia se ha encontrado involucrada en problemas hidráulicos específicos que no deben resolver asuntos fundamentales de las necesidades hidráulicas, más no debe ser mezclado en los problemas específicos de los proyectos.

El mismo principio debe aplicarse a otros altos funcionarios de la administración, ya sea que pertenezcan al Ejecutivo o a la rama Hacendaria del mismo Gobierno. Porque la costumbre de que los ingenieros tienen que elaborar los planos hidráulicos para que los autorice un banquero, implica la desorientación del criterio técnico y están mal servidos por un sistema que permite tal procedimiento.

La solución del impasse administrativo del agua debe ser la creación de una CONFEDAGUA que derive su autoridad, su objetivo y su política directamente del Supremo Ejecutivo, pues únicamente ella, como cuerpo administrativo y técnico, podrá resolver los conflictos que ya existen y los que se ciernen sobre la nación.

Una CONFEDAGUA, obrando en el plano presidencial puede delegar funciones adecuadas a cada Ministro o a cualquier otra autoridad que tenga ingerencia en los recursos acuíferos. Como institución, puede elaborar un plan hidráulico maestro para todo el país; señalar las etapas por las cuales habrá de realizarse y aconsejar los medios técnico-económicos que se requieren para su ejecución.

Estos estudios y proposiciones servirían de base para una política de largo alcance, productiva, lo suficiente amplia y sin que requiriese cambios frecuentes. Así, la continuidad del progreso socio-económico, resultante del desarrollo de los recursos hidráulicos, quedaría asegurado con el establecimiento de la institución mencionada, pues no estaría sujeta a los cambios de la política.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos debería interesarse en la organización de una CONFEDAGUA. Esto desde luego si obtuviera, dentro de la misma, un lugar de primordial importancia, ya que si formulara en la actualidad una política hidráulica y fomentara un plan nacional del agua, estaría en constante conflicto con otras Secretarías y organismos públicos encargados, en un aspecto aislado, del desarrollo de éstos. La Secretaría de Recursos Hidráulicos puede conservar su carácter si su política va orientada al plan de agua de una autoridad —la CONFEDAGUA— que imponga unidad administrativa sobre todo el cuerpo gubernamental en el territorio nacional.

CRECIENTE NECESIDAD DE UN PLAN MAESTRO DEL AGUA

Los objetivos técnicos y políticos de un plan maestro hidráulico pueden ser los siguientes:

a) orientación hacia la explotación óptima de todos los recursos superficiales y subterráneos del agua;

b) determinación de los principios técnicos y características del plan y de sus instalaciones;

c) beneficio al país en su totalidad geográfica y social; y

d) coordinación del plan hidráulico maestro con el desarrollo económico.

Si se consideran estos objetivos se encontrará que una parte de ellos son técnicos y materiales y otros son políticos y administrativos.

Con el objeto de llevar a cabo un desarrollo óptimo de los recursos del agua debe recogerse una enorme cantidad de datos de observación e investigación en los campos y llevarse a cabo muchas clases de pruebas de laboratorio; diseñarse planos de ingeniería; hacer cálculos de carácter científico, técnico y económico.

Algunos de estos requisitos son independientes de los conceptos políticos y sociales y aún de los sistemas económicos. Esto es: la interpretación de fotografías aéreas, de mapas climatológicos, topográficos y geológicos; estudios geográficos; operaciones de perforación; análisis químicos y estadísticos de población. Mientras mayor sea la cantidad y la calidad de esta información, mejor desarrollo podrá tener el plan.

Algunos aspectos de la preparación de un plan maestro del agua, son puramente administrativos o políticos. Esto es: la división de funciones en el manejo del agua que existe entre las autoridades federales, estatales y locales; precios diferenciales entre los distintos grupos de consumidores; determinación de la prioridad entre la inversión de fondos públicos en fuerza hídrica o en irrigación; la participación del capital privado y la técnica internacional en los proyectos nacionales del agua.

La preparación técnica y política, para un plan maestro del agua, se puede considerar por separado, pues el trabajo puede dividirse entre comités, departamentos o secciones de una CONFAGUA, pero, la parte central de la actividad que consiste en examinar la interdependencia de los datos políticos, técnicos, sociales y científicos, debe tener un centro de gravedad que, en el caso, será siempre el plan maestro del agua.

La preparación de éste para México requiere tiempo, quizá de 4 a 10 años. La organización de sus principales estructuras puede requerir de 10 a 50 o

más años. Por eso, al prepararse un plan de este tipo, su concepción debe ser de tal manera que resista los rigores del tiempo.

Por lo que toca al tiempo habrá de considerarse al pasado con su lastre de costumbres heredadas en relación con el agua y con las organizaciones e instalaciones ya constituídas. Por lo que hace al presente, habrá de tenerse en cuenta el inventario total de las tenencias existentes, determinados por métodos estrictos de estadística y análisis, y el futuro, que puede trazarse por los datos de extrapolación y los medios de previsión, aunque no siempre sean exactos.

Por lo que se refiere a los primeros aspectos, el factor tiempo no necesita comentarios, porque pueden estudiarse con bien probados métodos de análisis. El aspecto futurista requiere más atención porque es el más incierto, quizá signifique el más peligroso en la formulación de un plan maestro del agua.

Algunos desarrollos no pueden ser previstos por ser vagos. Por tanto, sería preferible no plantear compromisos difíciles de cumplir. Los aspectos básicos de un plan maestro hidráulico requieren, sin embargo, mucho tiempo para su preparación y ejecución, que cualquier elemento no puede sino realizar su mejor esfuerzo, prever circunstancias futuras y también tomarlas en cuenta.

La capacidad de previsión es el más grande don de la sabiduría. Nace en cada generación como una característica de la mente y de la inteligencia y distingue a algunos políticos, a los sabios, a los poetas y a los profetas. Sin embargo, últimamente este don se ha extendido y se le auxilia —para obtener resultados más beneficiosos—, por medio de los procedimientos matemáticos y las intervenciones técnicas tales como las computadoras e instrumentos que consolidan la planeación.

Una CONFEDAGUA, por tanto, tiene que dedicar mucha atención al empleo de personas que posean el don de la previsión y el entrenamiento que se requiere para proyectar hacia el futuro contando con los adelantos humanos y materiales. Porque uno de los resultados más efectivos de un plan maestro hidráulico para México puede consistir, por ejemplo, en transportar el agua de regiones del sur —que tiene excedentes—, a las áreas desérticas del norte que se caracterizan por su gran déficit. El total de la distancia comprendida en este tipo de trabajos puede ser de 1,000 hasta 1,500 kilómetros.

Los principales problemas económico-técnicos que habrán de considerarse en este tipo de trabajos tendrán que referirse necesariamente al tipo y al tamaño de las líneas de conducción, a la forma y el costo de la obra para obtener la energía que se requiere para transportar grandes volúmenes de agua.

Para el estudio y solución de estos problemas existe una gran cantidad de información, misma que coadyuvará a toda proyección en el futuro. Es necesari-

rio añadir a la experiencia internacional ya lograda en estos campos de examen y previsión, sin embargo, las características nacionales que son: la materia que se encuentra en México, el costo de la mano de obra y del trabajo de maquinarias, topografía local y características geológicas y otras, con objeto de lograr un esbozo real de las necesidades técnicas suficientemente claras y sólidas para soportar los efectos posibles de cambios en el tiempo.

UN PLAN MAESTRO DEL AGUA PARA EL PRESENTE Y EL FUTURO

Los argumentos hasta ahora vertidos sobre el factor tiempo en la explotación del agua, añaden razones y motivos para el establecimiento de una CONFEDAGUA. El desarrollo de las tareas para mejor aprovechamiento del agua en una nación moderna no puede llevarse a cabo racionalmente, a menos que sea parte integral de un plan que abarque a todo el país.

Un plan nacional debe integrarse con miras a las necesidades presentes y a las del futuro. Requiere muchos años de preparación y décadas para ser llevado a cabo. Por tanto, el plan maestro no puede depender, en su concepción y en sus instalaciones básicas, de una programación político-económica de corta duración que la constitución del mismo por los cambios de un gabinete.

Desde un principio debe establecerse una estabilidad duradera en el plan y en la política que lo dirija. Dicha estabilidad es posible en México debido a que en la política nacional está vigente el conjunto de principios identificados como "Revolución Mexicana" que prometen continuidad en el desarrollo general de la economía y que pueden garantizar durante décadas la perseverancia en los esfuerzos para llevar adelante proyectos que se relacionan con la explotación de algunos recursos naturales básicos para la vida: la energía y el agua.

Por otra parte, el modo de acción de las fuerzas democráticas en México, favorece fuertes cambios administrativos cada 6 años en relación con la sucesión presidencial y con las elecciones para gobernadores de las diversas entidades federativas. Estas circunstancias promueven variantes en la programación, creando un espíritu de urgencia en cada ciclo administrativo, para completar, dentro del término de su período, una etapa fértil y claramente visible de desarrollo nacional.

Esta actitud puede compararse con el cumplimiento de las promesas de partido, plataformas, planes sexenales y otros, con el deseo inminente de dividir los programas de desarrollo a largo plazo, en fases más cortas. La división de un plan maestro hidráulico en sus fases de planeación, construcción y culminación es, no obstante, no sólo una necesidad administrativo-política, o psicológica, sino también parte de la prudente

división por cuanto hace al control de una vasta y complicada empresa.

De ello se desprende que un plan maestro integral hidráulico debe concebirse como compuesto de varias etapas. De las cuales cada una debe llevarse a cabo en un período de tres a seis años, aproximadamente. Las etapas individuales no necesitan seguirse unas a las otras. En un plan maestro del agua puede ser posible realizar completamente una fase aislada, antes de lograr la meta del plan.

Esto es: para tuberías de larga extensión no siempre será necesario empezar la construcción en la entrada principal y después seguir hasta alcanzar las terminales. Se puede empezar con una fase final —si en el lugar necesitan con urgencia el agua—, y llenar la tubería con agua tomada de una fuente temporal que puede constituir las reservas. Más tarde, podrían utilizarse pozos, en parte como de recarga y en parte como pozos de producción. Así también, el manto acuífero subterráneo puede servir como depósito de almacenamiento de agua, con lo cual todo el sistema puede operar eficientemente.

De igual manera podrían esbozarse muchas obras *parciales* las cuales tendrían el propósito de:

1.—Abreviar el período entre el principio de la planeación y el logro de los beneficios prácticos;

2.—Y verificar y analizar el diseño y funcionamiento de las obras realizadas en cada etapa.

La diferencia decisiva entre las etapas particulares y los proyectos del agua aislados, que hasta ahora se han realizado en México, está en relación con un plan maestro hidráulico. La coordinación en tiempo y en espacio de cada una de las fases con la precedente y la siguiente, con las geográficamente cercanas y distintas, evita el derroche de capital nacional y privado; asegura la explotación integral para todas las necesidades humanas; hace posible una máxima utilización por medio de la manipulación técnica a un grado no imaginado en proyectos normales y equilibra las inevitables irregularidades de la precipitación, escurrimiento e infiltración, de tal modo que la actividad humana en su dependencia del abastecimiento del líquido, no sería alterada por los caprichos de la naturaleza.

EL AGUA FACTOR DETERMINANTE DEL DESARROLLO ECONOMICO

Un plan integral del agua dará a todos los departamentos gubernamentales, a la agricultura, a la industria y a los usos domésticos, una idea clara de la situación del agua, es decir: cuánta hay, en dónde existe, cuáles serían las reglas y cuáles las leyes que gobernarían su exploración y su utilización.

Con objeto de que el plan nacional del agua se convierta en una poderosa palanca en el desarrollo socio-económico del país, debe ser acompañado de la

difusión de los principios que rijan una nueva política hidráulica nacional.

La cuestión de los costos del agua, las limitaciones de los derechos para la industria y la irrigación, la creación y estímulo de la construcción y expansión de fábricas para producir materiales necesarios para la ejecución de dicho plan, la movilización de capitales públicos, privados, nacionales e internacionales, forman en sí un conjunto de cuestiones fundamentales que requieren una programación especial.

Esto significa que el poder Ejecutivo debe informar a la CONFEDAGUA de sus planes de acción y ésta traducirlos en principios que, conforme a los términos, concluyan en su plan maestro nacional.

Probablemente, la programación examinada a la luz del impacto técnico y económico, sufriría cambios y ésto sería muy prudente porque los principios que se dan en forma de instrucciones zozobran fácilmente en los escollos de la realidad imperfecta. No puede dictarse una política hidráulica sensata, sino sólo definirse. El igualar ésta con las posibilidades técnicas y económicas, demostraría si deben ser modificados sus lineamientos o la técnica, o, en su caso, su economía.

Un plan de acción realista requiere igualmente del conocimiento de la relación entre el papel del agua en el desarrollo del país y los otros recursos humano-materiales. Puede parecer que la cantidad asignada en el presupuesto para el desarrollo, en el pasado o en el presente, es demasiado corta comparada con las inversiones en otros aspectos.

Por otra parte, uno de los obstáculos fundamentales para establecer una verdadera política del agua, está en la carencia de una ingeniería bien documentada y de planes económicos para el abastecimiento y uso del líquido. Las decisiones básicas sólo pueden ser claras y decisivas si están fundadas en estudios económicos y de ingeniería amplios, detallados, y comprensibles. Todo el campo de inversiones en los servicios de agua, ya sean públicos o privados sufren en México de una escasez de estudios bien documentados. Esta deficiencia no siempre debe atribuirse a los técnicos. Frecuentemente, la falta de una política clara y definida sobre la importancia del agua en la economía nacional es la directa responsable del estado de atraso en muchos aspectos.

NECESIDAD DE UNA POLITICA HIDRAULICA BIEN DEFINIDA

Es necesaria una política hidráulica para garantizar los derechos y exigir obligaciones a los usuarios. Tal política debe ser flexible, de tal manera que se adapte a las condiciones económicas y sociales del país. En estas condiciones, un plan de acción no puede derivarse exclusivamente de principios de orden político. La elaboración de una política a la altura de la de una CONFEDAGUA es un proceso por medio

del cual las ramas ejecutiva y legislativa formularán objetivos basados en las variantes técnicas y económicas.

A fin de entender esta relación y sus problemas se deben considerar los diferentes tipos de usuarios del agua y los usos que hacen de ésta o sea que el líquido se necesita para cuatro propósitos:

1.—Dar a las ciudades y poblados agua potable de alta calidad —aproximadamente el 10% del uso total—;

2.—Irrigar los campos de cultivo, de acuerdo con la etapa de la industrialización —40 a 80% del uso total—;

3.—Abastecer de agua a la industria —hasta un 50% del uso total—, y

4.—General electricidad.

No se estipula el porcentaje de agua que se utiliza en las turbinas para crear fuerza hidráulica porque en este caso, el agua no se consume. Los usos domésticos, mencionados bajo el número 1, tienen, por supuesto, prioridad; el sistema de drenaje de las ciudades hace posible que del 50 al 80% del agua urbana utilizada pueda usarse en la irrigación, navegación o algún otro propósito. La cantidad realmente consumida no es grande, sin embargo, la gran pureza que requiere demanda normas por las cuales debe pagarse en forma adecuada.

Normalmente los industriales pueden pagar tarifas mayores por el agua que los agricultores, porque la unidad de agua en la manufactura crea productos que tienen de 5 a 20 veces más valor que los que crea la agricultura. Sin embargo, existen claros límites económicos a los precios que la industria puede pagar por el agua y estos varían grandemente en relación con la calidad del líquido, la ubicación de la fábrica, el tipo del artículo manufacturado y otros muchos factores.

Por tanto, el acceso de la industria a los recursos acuíferos represente parte fundamental de la política del agua —uso industrial—, que a su vez es parte de una política económica general proyectada en el marco de una política del agua. La demanda que a la industria hacen las autoridades locales, estatales y federales para que disponga de sus aguas de desecho, necesariamente debe formar parte de esta política.

UNA CUESTION VITAL: AGUA PARA LA IRRIGACION

Las más difíciles decisiones de la política hidráulica se refieren al uso y costo del agua para irrigación. Un gran porcentaje del líquido aplicado a la agricultura se pierde por evaporación, además, los agricultores pueden pagar mucho menos por el agua que la población urbana o industrial. Más aún, la adaptación del agua a los usos de la tierra y la educación del agricultor para que la aplique racionalmente en sus

campos, es un proceso mucho más lento que la explotación correcta del agua en las ciudades y en la industria.

Así pues, el valor del agua para la agricultura no puede ser calculado rápida y fácilmente. Esta parte de una política hidráulica debe, por tanto, evolucionar progresivamente, de acuerdo con las necesidades del país.

Un gobierno que tiene ante sí una política de desarrollo económico general, puede pasar por alto el costo de la construcción de obras hidráulicas, generalmente caras sobre todo si producen un importante beneficio colectivo, de la misma manera que se hace en lo relativo a la construcción de puertos, caminos u oficinas de correos, cuya inversión es absorbida por la economía nacional.

Sí, por ejemplo, el gobierno mexicano decidiera que un porcentaje mayor de la población se estableciera en las provincias del norte del país, por razones de una mejor distribución de los mexicanos o a causa de una menor distancia, para la exportación de los productos nacionales a los Estados Unidos de Norteamérica, lo mejor y quizá el incentivo mayor que se pudiera ofrecer a los colonos en ciernes, sería una buena dotación de agua. Esto sería considerado como una inversión pública a largo plazo, así como lo es una carretera que abre una región antes inaccesible, pero potencialmente rica, o como la erradicación de la malaria en un área riquísima de las regiones costeras.

Por otra parte, la creación de un sistema para el transporte del agua destinada a irrigar tierras de cultivo a gran distancia, no debe considerarse necesariamente como un subsidio público a la agricultura, sino como una garantía de ley y del gobierno para regularizar el trabajo agrícola que tanto depende del agua. Además, si se considera que esas obras serán planeadas en razón con las necesidades predominantes, los riesgos e inversiones bien pueden cargarse, sin detrimento, en los dividendos de la producción agrícola.

Este ejemplo consolidará la veracidad de lo antes dicho. Si México encontrara que un aumento de la producción de jugo de tomate, para ser exportado a Texas, determinaba una entrada de divisas, no faltarían agricultores que señalaran la necesidad de abrir zonas de cultivo en el sur de Veracruz o de Tabasco como las regiones ideales para ese trabajo agrícola.

Sin embargo, la intervención de economistas y de ingenieros hidráulicos podrían probar que resultaría más barato transportar agua de Tabasco al norte de Tamaulipas para cultivar allí el tomate y transportar por carretera a Texas el jugo elaborado en vez de embarcarlo de Veracruz a Houston.

Naturalmente que el propietario de una parcela de 10 hectáreas en el norte del país, no está en condiciones de construir acueductos de gran longitud, pero, por otro lado, los grupos de agricultores organizados sí pueden obtener empréstitos a largo plazo y con interés

razonable, y el Consejo Técnico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos está acorde, pueden ser capaces de pagar la inversión del capital.

Puesto que México está solamente al principio de una agricultura intensiva y al comienzo de su industrialización, los errores de una mala distribución de los recursos hidráulicos y del mal cálculo de los costos del agua, serán evidentes para cualquiera.

Bajo la vigilancia de una CONFEDAGUA y siguiendo las normas previas de un plan maestro nacional del agua, competentes técnicos hidráulicos estarán en disposición de probar, desde el principio de los proyectos, donde producirán reales beneficios los recursos hidráulicos y que tipo de política puede prevenir la creación de peligrosos intereses.

IMPORTANCIA DEL AGUA EN LA GENERACION DE ENERGIA

Las reglas para orientar una política hidráulica en el país por cuanto hace a las relaciones existentes entre la generación de energía y la irrigación, se volverán no menos complicadas que cuantas existen entre la industria y la irrigación.

Circunstancias geográficas peculiares de México favorecen la concentración de la población en la meseta central que es relativamente fresca y saludable y está colocada sobre 1,000 metros de altitud. Naturalmente, esta concentración atrae a la industria y a la agricultura intensiva, a causa de la cercanía de los mercados interiores y condiciones de trabajo más favorables.

Por tal motivo, cada gota de agua que cae en la meseta debería ser detenida a la mayor altitud posible, con el objeto de satisfacer las necesidades de la población de la meseta por cuanto hace a energía, fines domésticos, necesidades industriales y de irrigación.

La fuerza hidráulica debe conservarse con el fin de que se pueda bombear el agua de depósitos de almacenamiento a planicies de nivel más alto. En el programa actual de aprovechamiento de la fuerza hidráulica, no existen pruebas de que se haya entendido este principio. Los depósitos de almacenamiento de los ríos tributarios del Balsas en el Valle de Bravo —como en la mayoría de los otros sistemas hidroeléctricos del país—, no producen fuerza para elevar el agua a las llanuras del altiplano, sino que la usan casi exclusivamente para fines urbanos o industriales.

Una vez que se ha orientado una política a la construcción de costosas generadoras hidroeléctricas y centrales de transmisión, resultaría contraproducente cambiarla. Además, existe una Comisión Federal de Electricidad en México que usa el agua para generar aproximadamente el 60% la energía.

Sería ideal que como complemento de sus funciones tal Comisión tuviera ingerencia en la formación de la CONFEDAGUA, para que el uso del líquido y

la producción de la energía proseguirse y discutirse en el mismo nivel administrativo.

Además, ambas comisiones deberían estar orientadas por directrices políticas comunes o sea que ni choquen ni conduzcan, con el tiempo, a contradicciones sin solución. También sería necesaria la coordinación, en el mismo nivel administrativo de la generación de la fuerza hidráulica y del uso del agua para otros propósitos, que sería reguladora de la energía y del líquido.

De esto podría resultar una imagen errónea del valor real de la fuerza hidroeléctrica, pero se pueden producir e introducir economías decisivas en los sistemas hidroeléctricos, si se planean para servir tanto a la irrigación como a las necesidades urbanas, a través, por supuesto, de una coordinación muy bien balanceada para usos urbanos y agrícolas, aprovechando los momentos y estaciones de demanda mínima en ambos casos.

URGE PONER EN PRACTICA LA POLITICA Y EL PLAN MAESTRO DEL AGUA

En párrafos procedentes se han descrito las múltiples relaciones entre el agua, como substancia aislada, de la que se dispone en forma limitada, y los principales propósitos para los que se usa o es útil.

Se ha esbozado el sistema administrativo del país para el manejo del agua. Se han señalado las características progresistas del gobierno al fundar una Secretaría especial para fomento y defensa del agua, pero también se han subrayado las contradicciones esenciales de la actual administración y, más aún, de los peligros de luchas sociales y pérdida de capital público —que amenazan en un futuro no lejano—, si no se encuentra solución al impasse existente.

No se ve ninguna solución —y no existe otra—, a menos que se funde una COMISION FEDERAL DEL AGUA debidamente constituida, encargada de coordinar el uso del agua para todas las Secretarías con ingerencia en ella, de preparar un plan maestro para todo el país y de elaborar un programa federal relativo al uso del agua.

Sin embargo, podría ejercer muy poco poder si fuera únicamente un cuerpo consultivo y de planeación, ya que sus consejos y planes necesitan poderes de ejecución que vayan más allá de las sugerencias para la solución de los problemas y las proposiciones a los Secretarios de Estado, a las Cámaras Legislativas y al Presidente de la República.

Un problema similar, que existía en el campo de la producción de energía que hizo necesaria la organización de una Comisión Federal de Electricidad, fue resuelto así: se confió al organismo naciente no sólo la planeación, sino la construcción de las estructuras básicas, estaciones generadoras, centrales y sistemas de transmisión a través del país.

Concretando y administrando el considerable presupuesto para la ejecución de los principales planes destinados al incremento de la producción de energía —ubicación de plantas centrales de generación, selección de las fuerzas, planeación de obras futuras y costo de la energía, la Comisión Federal de la Electricidad determinó no sólo planes nacionales de producción, sino que garantizó su transformación en halagadoras realidades.

De esta magnífica experiencia se desprende un hecho. No puede haber duda sobre la necesidad de transferir algunas funciones legales, presupuestarias, técnicas y administrativas de Comisiones y Secretaría a una CONFEDAGUA.

Las necesidades crecientes determinan su organización. Se pone por caso el siguiente hecho: el concepto de que un sistema fluvial constituye la planeación del agua necesaria e ideal para una región, ha sido gradualmente destruído en las naciones adelantadas. México no necesita repetir errores de los países industrializados, puesto que sus condiciones geográficas y humanas son diferentes.

Por otra parte, las organizaciones y comisiones existentes no deben, bajo ninguna circunstancia, disolverse ni aún restringir sus actividades creadoras tendientes a integrar los diversos aspectos del desarrollo fluvial del país. Esto destruiría la iniciativa que la CONFEDAGUA tendría interés en conservar y aún ampliar.

La planeación nacional de los recursos hidráulicos se opone intrínsecamente a la planeación por cuencas, porque las necesidades de México van más allá de los límites de áreas aisladas de escurrimiento. Por tanto, la CONFEDAGUA debe convertirse en la organización coordinadora de todas las Comisiones locales existentes. Estas últimas deberán derivar sólo parte de sus tareas y funciones de la potencialidad que presentan las cuencas particulares y recibir su orientación técnico-administrativa de la CONFEDAGUA.

Ella deberá impedir la formación de nuevas comisiones de agua para cuencas naturales, porque una mayor proliferación crearía la duplicación de los instrumentos burocráticos y, desde luego, las interferencias mutuas. Podría, en asuntos hidrológicos y técnicos, estimular la formación de consejos de agua en escala regional, cuyas divisiones geográficas deberán estar determinadas tanto por intereses económicos, técnicos, sociales-hacendarios, como por límites hidrológicos.

La Comisión del Valle de México, por ejemplo, debería ser en parte transferida a la CONFEDAGUA y amalgabarse como un Consejo de Agua de la Ciudad de México. El Consejo llevaría a cabo y administraría todos los trabajos relativos a la obtención y uso del agua en la ciudad en sus aspectos de: distribución, bombeo, almacenamiento, drenaje, prevención de inundaciones, consolidación del suelo, abastecimiento de emergencia, tratamiento, otros conceptos de salubridad y recreación, pero, fundamentalmente, dependería de la CONFEDAGUA para el abastecimiento esencial del líquido.

Un concepto similar de agua, independientemente de los Consejos de cuenca, se requeriría para las lagunas y para los distritos costeros del norte y del centro del país. También sería prudente incorporar desde la organización de la CONFEDAGUA a la Comisión Lerma-Santiago con la administración del área del Balsas y suplir estos organismos por un Consejo para la región centro-oriental del altiplano, que incluya la administración de los lagos de Jalisco, Michoacán y del sur de Guanajuato.

La CONFEDAGUA podría convertirse en la central que determine y administre los créditos e inversiones, así como facilitar los recursos hidráulicos y canalizar correctamente los beneficios derivados de los fondos públicos. Ella propondría al gobierno una legislación unificada y amplia al servicio del plan maestro y de la política hidráulica gubernamental y se convertiría, dentro de la rama administrativa, en el mejor instrumento para supervisar el cumplimiento de la Ley.

La CONFEDAGUA, sus funciones e instrumentos, conforme se ha propuesto anteriormente, puede formar una base sólida para la planeación del aprovechamiento del agua. La coordinación de las agencias públicas, semi-públicas y privadas, con ingerencia en el abastecimiento del líquido y en la industria derivada del mismo, con una CONFEDAGUA y la Secretaría de Recursos Hidráulicos —según se ha indicado en párrafos anteriores—, a más de solucionar problemas añejos que determinan el retraso, hacen onerosas las inversiones y frustran los recursos materiales y humanos, elevaría a México tanto que lo colocaría en el grupo de los países más progresistas y mejor desarrollados del mundo.

Obtención de Fórmulas para Calcular los Elementos del Oleaje, en Función de Dos Variables con Exponentes Diferentes

Por GABRIEL FERRER DEL VILLAR.

Miembro de la Sociedad Matemática Mexicana

En el Libro "La Houte" escrito por los oceanógrafos rusos N.N. Djoun Kousk; y P.K. Bojitch de cuya traducción al francés un gran amigo mío e investigador estudioso sobre problemas de puertos y cuya modestia impide que se mencione su nombre me obsequió un ejemplar, se consigna la siguiente clasificación sobre las fórmulas que expresan los elementos del oleaje (altura, longitud, etc.), afirmando que son tres grandes grupos:

- 10.—Fórmulas de una sola variable independiente, que bien puede ser el fetch, la velocidad del viento, el período, etc.
- 20.—Fórmulas de dos variables, que bien pueden ser el fetch y la velocidad del viento, la velocidad del viento y la duración de su acción, u otra cualquiera combinación.
- 30.—Fórmulas de tres variables, tales como: fetch, velocidad del viento, duración de acción de la misma, período del oleaje, etc.

En nuestros anteriores trabajos, uno de los cuales ha sido publicado en la Revista Técnica "Obras Marítimas", hemos dado a conocer diversas fórmulas que se han obtenido y que se pueden clasificar también en tres grupos semejantes a los que consigna el libro Ruso; difiriendo esencialmente en que las fórmulas de dos o tres variables que hemos obtenido, los exponentes son iguales, mientras que en las fórmulas de los oceanógrafos rusos el exponente de cada variable es diferente.

Entonces el objeto del presente trabajo es demostrar que el mecanismo usado para la obtención de fórmulas con una, dos o tres variables con igual

exponente es idéntico al que se sigue para obtener fórmulas con dos o tres variables con exponentes diferentes, con la única condición de prefiar uno de ellos.

El procedimiento que con anterioridad hemos usado se puede resumir en la forma siguiente:

- 10.—Se parte de una expresión potencial del tipo:

$$\Phi = A. (Z)^n$$

Donde (A) es un número real.

- 20.—Se fijan los límites Superior e Inferior de los dominios tanto de las variables como de la frecuencia del fenómeno.
- 30.—Se determina el exponente (N) substituyendo las condiciones del problema en la expresión potencial de partida.
- 40.—Obtenido el valor del exponente (N) se determina el valor de (A), también conforme a las condiciones del problema, y después de obtenido este valor se escribe la fórmula final.

Como puede observarse se requieren únicamente operaciones algebraicas para la determinación de las fórmulas que expresan a los elementos del oleaje en función de una, dos o tres variables, que bien pueden ser: Fetch velocidad del viento, duración de acción de la misma, período, etc.

En el presente obtendremos expresiones para los elementos del oleaje como funciones de dos variables, mismas que en este caso serán:

i) El Fetch o Zona de Generación del oleaje (F).

ii) La velocidad del viento (V).

Entonces los valores límites de los dominios de nuestras funciones y variables serán los siguientes:

10.—Altura del oleaje (Ho):

$$1.20 \leq Ho \leq 15 \text{ (m)}$$

20.—Longitud del oleaje (Lo):

$$56.16 \leq Lo \leq 9.75 \text{ (m)}$$

30.—Período del oleaje (T):

$$6 \leq T \leq 25 \text{ (Seg)}$$

40.—Celeridad del oleaje (Co):

$$9.36 \leq Co \leq 39 \text{ (m/seg)}$$

50.—Zona de Generación (F):

$$9 \leq F \leq 5000 \text{ (Km)}$$

60.—Velocidad del viento (v):

$$5 \leq v \leq 80 \text{ (m/seg)}$$

Procederemos primero a determinar una expresión para la altura del oleaje, escribiendo nuestra expresión potencial de partida:

$$Ho = A \cdot F^N \cdot v \cdot M \quad (1)$$

Para facilidad de nuestros desarrollos prefijaremos el valor de (M) igual a $(1/2)$; entonces nuestra expresión (1) se transforma en:

$$Ho = A \cdot v^{1/2} \cdot F^N \quad (1a)$$

En la que substituyendo los valores enunciados con anterioridad tendremos:

$$1.20 = A \cdot \sqrt{5} \cdot 9^N \quad (1b)$$

$$15 = A \cdot \sqrt{80} \cdot 5000^N \quad (1c)$$

Dividiendo la expresión (1c) entre 1b):

$$3.125 = 555^N \quad (1d)$$

De la que obtenemos:

$$N = \frac{\log 3.125}{\log 555} = \frac{0.4950}{2.7443} = 0.180$$

$$\frac{1}{N} = \frac{1}{0.180} = 5.55$$

Por tanto:

$$Ho = A \cdot v^{1/2} \cdot F^{1/5.55} \quad (1e)$$

Expresión idéntica a:

$$Ho = A \cdot \sqrt{v} \cdot 0.555 \sqrt{F} \quad (1f)$$

Y valdremos (A) utilizando ya sea los valores mínimos de (Ho), (V), y (F) o sus valores máximos.

Si utilizamos los escribiremos:

$$1.20 = A \cdot \sqrt{5} \cdot 555 \sqrt{9}$$

De donde despejamos (A):

$$A = 0.361$$

Valor idéntico al obtenido anteriormente. Entonces nuestra expresión final para (Ho) será:

$$Ho \leq 0.361 \cdot \sqrt{v} \cdot 555 \sqrt{F} \quad (1g)$$

La fórmula que con anterioridad habíamos obtenido, pero en la cual los exponentes de (V) y (F) son iguales, es:

$$Ho \leq 0.416 \cdot 3.59 \sqrt{v F} \quad (1h)$$

Utilizando las fórmulas (1g) y (1h) calcularemos el valor de (Ho) para las condiciones siguientes:

$$a): v = 36 \text{ m/seg}$$

$$b): F = 1000 \text{ Kms}$$

Utilizando la fórmula (1h) obtenemos un valor para (Ho):

$$Ho = 7.74 \text{ m}$$

Utilizando la fórmula (1g) obtenemos un valor para (Ho) igual a:

$$Ho = 7.54 \text{ m}$$

La diferencia entre los dos valores es igual a 2.65% diferencia que consideramos aceptable.

Trataremos ahora de obtener expresiones, para los restantes elementos del oleaje, suponiendo desde luego con el exponente (v) es $(1/2)$.

Para la determinación de (Lo) o sea la longitud del oleaje la expresión potencial de partida será:

$$Lo = A \cdot v^{1/2} \cdot F^N \quad (2)$$

En la que sustituimos los valores límites de los dominios obteniéndose:

$$56.16 = A \cdot \sqrt{5} \cdot 9^N \quad (2a)$$

$$975 = A \cdot \sqrt{80} \cdot 5000^N \quad (2b)$$

Dividiendo (2b) entre (2a), obtendremos:

$$17.18 = 555^N \quad (2c)$$

De donde despejando a (N):

$$N = \frac{\log 17.18}{\log 555} = \frac{0.6375}{2.7443} = 0.233$$

Por lo que nuestra expresión (2) se transforma en:

$$L_o = A \cdot \sqrt{v} \cdot 4.29\sqrt{F} \quad (2d)$$

Y valuaremos (A) utilizando ya sean los valores mínimos o máximos de las variables.

Utilizando los valores mínimos escribimos:

$$56.16 = A \cdot \sqrt{5} \cdot 4.29\sqrt{9}$$

De donde despejando a (A):

$$A = 15.06$$

Y si utilizamos los valores máximos tendremos:

$$975 = A \cdot \sqrt{80} \cdot 4.29\sqrt{5000}$$

De donde despejamos a (A):

$$A = 14.94$$

Tomamos entonces como valor de (A) el valor medio obtenido.

$$A = 15$$

Y finalmente nuestra expresión (2) se transforma en:

$$L_o = 15 \cdot \sqrt{v} \cdot 4.29\sqrt{F} \quad (2e)$$

La expresión anteriormente obtenida para (L_o) considerando los exponentes de (V) y (F) iguales es:

$$L_o = 17.05 \cdot \sqrt[3.19]{vF} \quad (2f)$$

Utilizaremos las fórmulas (2e) y (2f) para calcular la longitud de una ola en la que las condiciones meteorológicas sean:

$$a): v = 36 \text{ m/seg}$$

$$b): F = 1000 \text{ Km}$$

Utilizando la fórmula (2e) obtenemos:

$$L_o = 450 \text{ m}$$

Y utilizando la fórmula (2f) obtenemos una longitud de:

$$L_o = 459 \text{ m}$$

Ahora obtendremos una expresión para el período (T) del oleaje, a partir de la expresión potencial:

$$T = A \cdot \sqrt{v} \cdot F^N \quad (3)$$

En la que substituyendo los valores límites de los dominios obtendremos:

$$6 = A \cdot \sqrt{5} \cdot 9^N \quad (3a)$$

$$25 = A \cdot \sqrt{80} \cdot 5000^N \quad (3b)$$

Dividiendo (3b) entre (3a) obtendremos:

$$1.04 = 555^N \quad (3c)$$

De donde despejando a (N):

$$N = \frac{\log 1.04}{\log 555} = \frac{0.0170}{2.7443} = 0.0062$$

Por lo que la expresión (3) se transforma en:

$$T = A \cdot \sqrt{v} \cdot 161.5\sqrt{F} \quad (3d)$$

Y valoramos (A) utilizando los mínimos valores de las variables, escribiendo:

$$6 = A \cdot \sqrt{5} \cdot 161.5\sqrt{9}$$

De donde despejamos a (A):

$$A = 266$$

Y si usamos los valores máximos de las variables, escribiremos entonces:

$$25 = A \cdot \sqrt{80} \cdot 161.5\sqrt{F}$$

De donde despejamos a (A):

$$A = 2.65$$

Finalmente aceptaremos:

$$A = 2.65$$

Por lo que finalmente nuestra expresión (3) se transforma en:

$$T = 2.65 \cdot \sqrt{v} \cdot 161.5 \sqrt{F} \quad (3e)$$

La expresión que anteriormente habíamos obtenido, considerando que los exponentes de (V) y (F) sean iguales es:

$$T = 3.30 \cdot 6.36 \sqrt{v} \cdot F \quad (3f)$$

Si consideramos que:

$$a): v = 36 \text{ m/seg}$$

$$b): F = 1000 \text{ Km}$$

Tendremos utilizando la fórmula (3e):

$$T = 16.58 \text{ seg}$$

Y si utilizamos la fórmula (3f):

$$T = 17.16 \text{ seg}$$

Finalmente obtendremos una expresión para (Co) o sea la celeridad del oleaje, partiendo de la expresión potencial:

$$Co = A \cdot \sqrt{v} \cdot F^N \quad (4)$$

Sabemos además que tanto para el período (T) como la celeridad (Co) los exponentes de las variables deben ser iguales, razón por la cual la expresión (4) la escribiremos:

$$Co = A \cdot \sqrt{v} \cdot 161.5 \sqrt{F} \quad (4a)$$

Y únicamente valoraremos a (A) utilizando primero los valores mínimos, escribiendo:

$$9.36 = A \cdot \sqrt{5} \cdot 161.5 \sqrt{9}$$

De donde despejamos a (A) tenemos:

$$A = 4.135$$

Y utilizando los valores máximos escribimos:

$$39 = A \cdot \sqrt{80} \cdot 161.5 \sqrt{5000}$$

De donde despejamos a (A):

$$A = 4.140$$

Aceptamos finalmente:

$$A = 4.14$$

Y nuestra expresión (4) se transforma en:

$$Co = 4.14 \cdot \sqrt{v} \cdot 161.5 \sqrt{F} \quad (4b)$$

La expresión que con con anterioridad habíamos obtenido con exponentes iguales es:

$$Co = 5.14 \cdot 6.36 \sqrt{v} \cdot F \quad (4c)$$

Considerando que se cumplen las siguientes condiciones meteorológicas:

$$a): v = 36 \text{ m/seg}$$

$$b): F = 1000 \text{ Km}$$

Y si utilizamos la fórmula (4b) tenemos:

$$Co = 25.91 \text{ m/seg}$$

Y si utilizamos la fórmula (4c):

$$Co = 26.73 \text{ m/seg}$$

En resumen nuestras fórmulas son:

$$Ho = 0.361 \sqrt{v} \cdot 5.55 \sqrt{F}$$

$$Lo = 15 \sqrt{v} \cdot 4.29 \sqrt{F}$$

$$T = 2.65 \sqrt{v} \cdot 161.5 \sqrt{F}$$

$$Co = 4.14 \sqrt{v} \cdot 161.5 \sqrt{F}$$

Este trabajo ha sido subvencionado por el Centro de Investigaciones Oceanográficas de Baja California, dependiente de la Universidad Autónoma de Baja California.

Consideraciones Sobre las Investigaciones Científicas en el Dominio de la Hidráulica Marítima y Portuaria en Polonia

Por ESTANISLAW HUCKEL
Profesor de la Escuela Politécnica
de Gdansk (Polonia).
Hidrotécnico de la Academia Po-
laca.
Subdirector del Instituto de Cien-
cias de Gdansk.

(Traducido por el Ing. Julio Dueso Landajida).

1.—Centros de investigación en Polonia

Las investigaciones científicas en el ramo de la hidráulica marítima han sido emprendidas en Polonia, en 1945, desde la fundación de la Cátedra de Puertos Marítimos en la Escuela Politécnica de Gdansk. Dicha Cátedra (dirigida por el profesor Tubielewicz), el igual que la Cátedra de Cimentaciones (dirigida por el autor del presente trabajo), se dedican al estudio de los problemas de hidráulica marítima desde el punto de vista de las construcciones hidrotécnicas, y, ambas, han sido, durante 5 años el único centro de estudios científicos, en su ramo, en Polonia.

En 1950, bajo los auspicios del Ministerio de Navegación, fue creado en Gdansk un instituto científico especializado, que lleva hoy el nombre de Instituto Marítimo. En dicho Instituto funciona un Servicio de investigaciones experimentales en el ramo de la hidráulica marítima y portuaria, y que ha llegado a ser, en nuestros días, la institución más eminente de su género en Polonia. Es cierto que el Instituto Marítimo concentra sus investigaciones inmediatas, pero también desarrolla trabajos a largo plazo, de una importancia científica de orden general.

En 1953, en el Instituto Hidrotécnico de la Academia Polaca de Ciencias de Gdansk, fue creado el Servicio de hidráulica marítima y portuaria que estudia, sobre todo, problemas puramente científicos a largo plazo.

En el año de 1956 se ha derivado de este Servicio una estación especial oceanológica, llamada Estación Marítima de Sopot, dependiendo orgánicamente del Instituto Geofísico de la Academia de Ciencias.

También hay en Polonia dos Institutos más, de gran mérito, relacionados con los asuntos marítimos como son: el Instituto Polaco Hidrológico y Meteorológico (Sección Marítima) y también el Instituto de Pesca Marítima.

Estos Institutos, habiendo rendido grandes servicios en el dominio de sus especialidades, sólo se ocupan ocasionalmente de la hidráulica marítima propiamente dicha.

2.—Líneas Principales de Investigación

Las investigaciones científicas en el ramo de la hidráulica marítima y portuaria, en Polonia, se siguen en tres direcciones principales:

- a) Oceanología dinámica (comprendida en ella el régimen de costas).
- b) Hidráulica de los puertos marítimos.
- c) Hidráulica de las construcciones hidrotécnicas marítimas.

En el ramo de la oceanografía dinámica, el objeto principal de los estudios polacos es el Sur del mar Báltico y sus condiciones dinámicas.

Los hidráulicos polacos no abandonan por ello los estudios e investigaciones hechos sobre el océano mundial, y muy particularmente sobre los mares donde se encuentran los lugares de pesca polacos y a través de los cuales pesan las líneas navegables polacas.

Además, aunque el Báltico sea un mar interior, unido a los mares abiertos sobre el océano por estrechos más o menos cerrados, está sin embargo de al-

gún modo subordinado a este Océano, y el estudio de sus condiciones no puede llevarse a cabo separadamente de los fenómenos que se producen en el océano.

Apreciando este hecho en su justo valor, los científicos polacos han ofrecido su concurso a los trabajos internacionales del año geofísico, para cuestiones de oceanología.

Entre otros problemas oceanológicos hemos abordado los siguientes: la dinámica del Golfo de Gdansk, el transporte de arenas a lo largo de las costas polacas, así como los problemas de glaciología marítima de la parte Sur del Báltico.

En lo que concierne a la hidráulica de los puertos marítimos, y entre sus problemas esenciales, se encuentra el de la disposición racional de las obras exteriores y, en particular, el sistema de entrada a los pequeños puertos de pesca, teniendo en cuenta la importancia del gasto sólido a lo largo de las costas y en las desembocaduras de los pequeños ríos. Un problema aparte, estudiado por los institutos polacos, es el de la protección racional de las desembocaduras de los ríos; los estudios efectuados sobre ello, descansan principalmente sobre los datos concernientes a la desembocadura del Vistula, el más grande río polaco.

En lo que se refiere a la hidráulica de las construcciones hidrotécnicas marítimas, nuestros estudios tienden a la elaboración de los problemas referentes a la cuestión de la flotabilidad de los cajones flotantes, a los nuevos tipos de barreras submarinas, a las obras absorbentes de ondas y a las pantallas de aire destructoras de olas, etc.

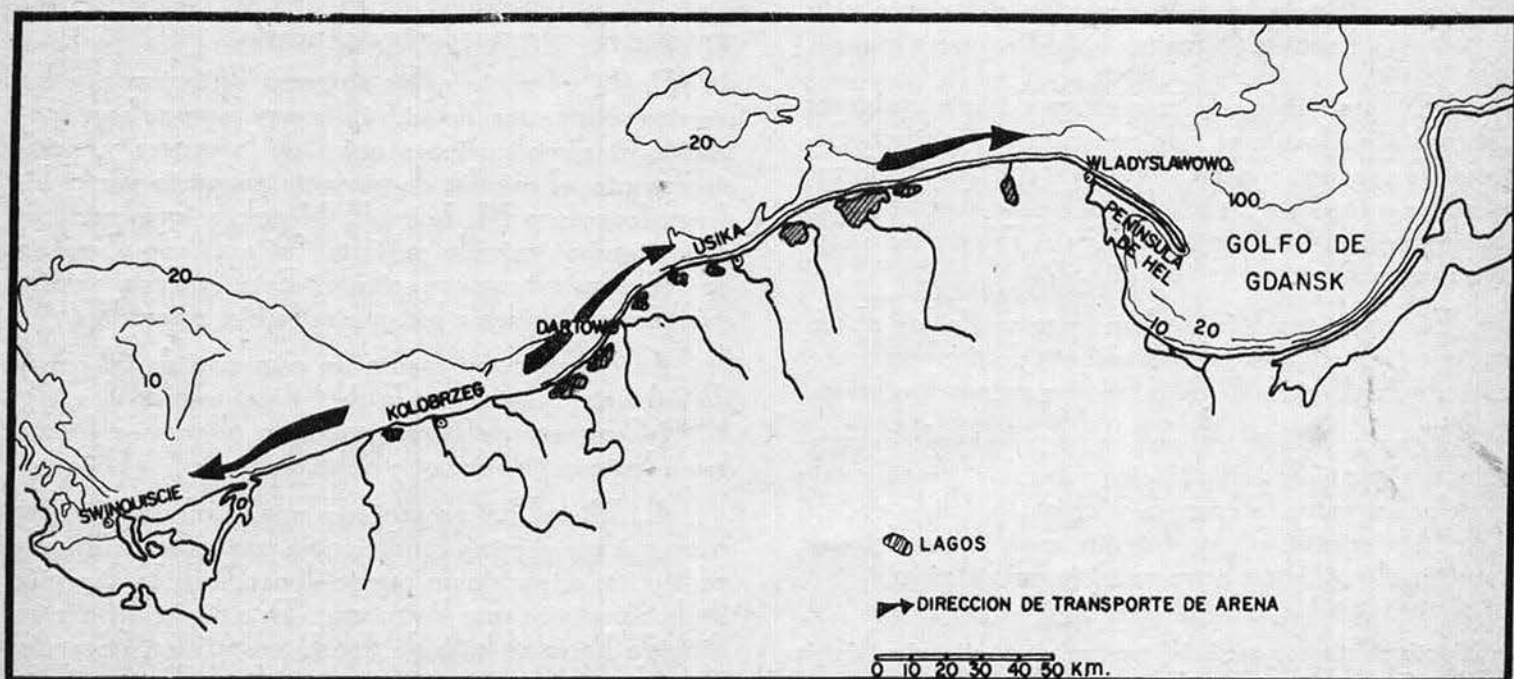
3.—Resultados más importantes conseguidos

Como ya se ha dicho, uno de los problemas que más interesa a nuestros hidráulicos en el ramo de la

oceanología y del régimen de costas, es el de los gastos sólidos costeros.

Tal problema es particularmente importante en las condiciones de las costas polacas, dado que a lo largo de la línea del Sur del Báltico se pueden observar cordones litorales. Este problema está ligado a un desgaste bastante fuerte de las costas acantiladas, así como a las acumulaciones de arena formando bancos, flechas o ganchos. La dirección predominante de este movimiento a lo largo de nuestras costas orientales se efectúa de Oeste a Este; sobre las costas occidentales este movimiento es inverso y la línea divisoria de acarreo está situada en los alrededores del puerto de Kolobrzg (Fig. 1).

Este movimiento de arena se hace sentir sobre todo en las proximidades del puerto de pesca de Wladyslawowo, 40 km. al Norte de Gdynia, construído poco antes de la guerra. Por una parte, al Oeste del Puerto puede observarse un crecimiento considerable de la playa; mientras que por el lado Este del Puerto, la línea costera retrocede vivamente, lo que es una prueba indudable de la existencia de acarreo litorales. El fenómeno de retroceso de la playa es principalmente peligroso dada la situación del Puerto en el nacimiento de la Península del Hel. Esta Península está bien dotada: tiene dos vías de comunicación (ferrea y carretera) y el fenómeno observado puede ser la causa de su rotura por erosión. Además el transporte de arena es la causa directa del azolve del canal de entrada al Puerto, lo que crea dificultades a la navegación. Aún existen varios lugares sobre la costa polaca que, a causa del gasto sólido, están expuestas, en mayor o menor grado, a los efectos más o menos desfavorables de tal fenómeno, pero el puerto de pesca de Wladyslawowo es el más notable ejemplo de ello. Esta es la razón por la cual los hidráulicos polacos



concentran sus estudios principales sobre este problema (1). Por ello, nuestros hidráulicos han elaborado algunos estudios cuya importancia científica es de orden más bien general. Por ejemplo: M. Slomianko, profesor del Instituto Marítimo, ha elaborado una fórmula propia que expresa la magnitud de la fuerza de transporte (2).

Admitiendo el principio fundamental de Munch-Petersen, de la proporcionalidad entre la fuerza de transporte y la energía de la ola en agua profunda, M. Slomianko ha propuesto expresar el alto de ola por una de las relaciones empíricas, considerando el alto mismo de la ola como elemento principal de dicha fórmula.

Teniendo en cuenta la longitud de la ola introducida en forma de factor en la fórmula de la energía, M. Slomianko llega a la conclusión de que la fuerza de transporte debe expresarse por la fórmula exponencial de cuarto grado para el alto de la ola. Además teniendo en cuenta el principio de Knaps, respecto a la impropia aplicación del coseno del ángulo de incidencia de la dirección de la ola con la costa, M. Slomianko introduce un nuevo valor de la función trigonométrica para las condiciones límites esenciales.

He aquí su fórmula:

$$TS = n \cdot 1.66 k (2h)^4 p \operatorname{sen} (1.5a) \operatorname{sen}^2 (a + 60^\circ) \text{ donde:}$$

- n coeficiente en función del alto de la ola igual a 1 para las olas hasta 1 m., e igual a 2 para las olas más altas.
- k coeficiente empírico igual a 1 ordinariamente.
- 2h altura de la ola.
- p frecuencia del viento.
- a ángulo entre la dirección del viento y la línea de la costa.

M. Slomianko y M. Szawernowski (otro profesor del Instituto Marítimo) han presentado al último Congreso de Navegación en Londres (1957) su informe sobre los métodos y los resultados de las observaciones de acarreos en las proximidades del Puerto de Wladyslawowo (13).

En 1957, también se han comenzado las observaciones inmediatas del movimiento de arenas, con el Método Zenkovitch (U.R.S.S.), en granos luníferos.

El autor de este informe se permite también mencionar su propio estudio teórico sobre los principios de la relación entre la energía y el gasto sólido costero (4). Este estudio era un intento, muy incompleto, de someter el problema a un análisis cuantitativo.

(1) cifras entre paréntesis concernientes al orden de la bibliografía.

El autor no trata de presentar fórmulas exactas, pues se limita a la comparación de los factores necesarios para establecer un balance de los elementos de la ola, las corrientes, y los vientos, de los cuales dependen estos factores. Propone al mismo tiempo un método simple el de presentación de dicho balance en forma gráfica, con su división según las diferentes secciones de la unidad fisiográfica en cuestión.

El problema del gasto sólido costero está ligado igualmente al problema de la solución de las obras exteriores, así como al de las entradas a los puertos situados sobre las costas a lo largo de las cuales se producen transportes de arena.

Toda entrada a puerto debe llenar, como bien es sabido, dos condiciones principales parcialmente contradictorias: debe asegurar, por una parte, las condiciones de navegación más favorables y, por la otra, debe proteger el interior contra la ola. A tales condiciones sería preciso añadir todavía una tercera exigencia: las obras exteriores deben constituir un obstáculo mínimo al movimiento de las arenas, deben evitar todo lo posible su acumulación a la entrada del puerto.

Cuando el puerto esté situado en la desembocadura de un río, que aporta además su propio gasto sólido, es preciso añadir una cuarta condición: las obras exteriores no deben constituir obstáculos al libre movimiento de las aguas fluviales, al de las arenas y, en invierno, al de los hielos. No ha sido posible todavía establecer el proyecto de un sistema de obras, así como una entrada al puerto, tales que satisfagan al 100% todas las condiciones enunciadas.

Habitualmente se adopta una solución convencional, admitiendo una cierta agitación, o bien condiciones menos favorables a la navegación (por ejemplo: el remolque) o aún todavía teniendo en cuenta "a priori" la necesidad de trabajos de dragado, para prevenir el enarenamiento del puerto.

En lo referente a los sistemas de entrada a los puertos propuestos, los hidráulicos polacos se han anotado ciertas realizaciones antes de la guerra y, principalmente, el estudio de proyecto propuesto por el hidrógrafo polaco M. Leopold Mistak, y que nosotros denominamos entrada cubierta, fué aplicado al puerto de Wladyslawowo ya citado. Esta entrada mostró muchas cualidades a las que se había esperado (5).

La figura 2 representa un esquema de tal entrada cubierta, bien conocida de todo el mundo desde el XVII Congreso de Navegación, en el cual se formularon las condiciones que debía cumplir.

L. Mistak ha presentado una fórmula en 1930 concerniente a estas condiciones, pretendiendo que la protección eficaz de un puerto depende de la dirección de la línea que une los morros. Esta línea debe estar dirigida hacia el lado de donde no pueden llegar las olas, o hacia donde, si vegen con altura despreciables.

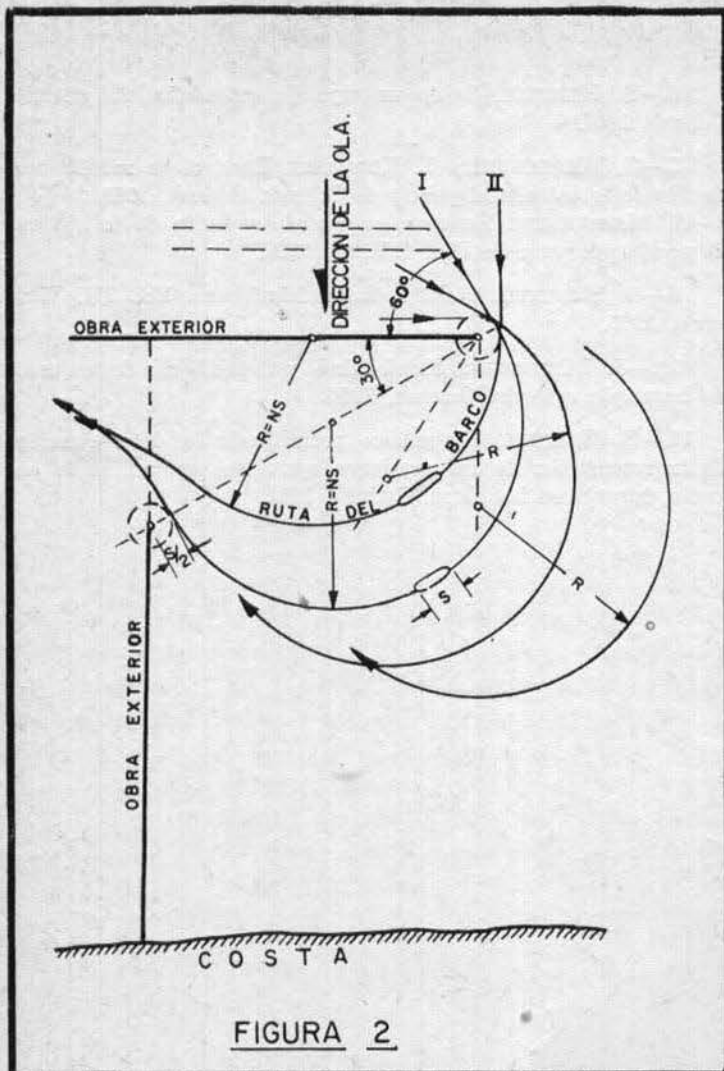


FIGURA 2

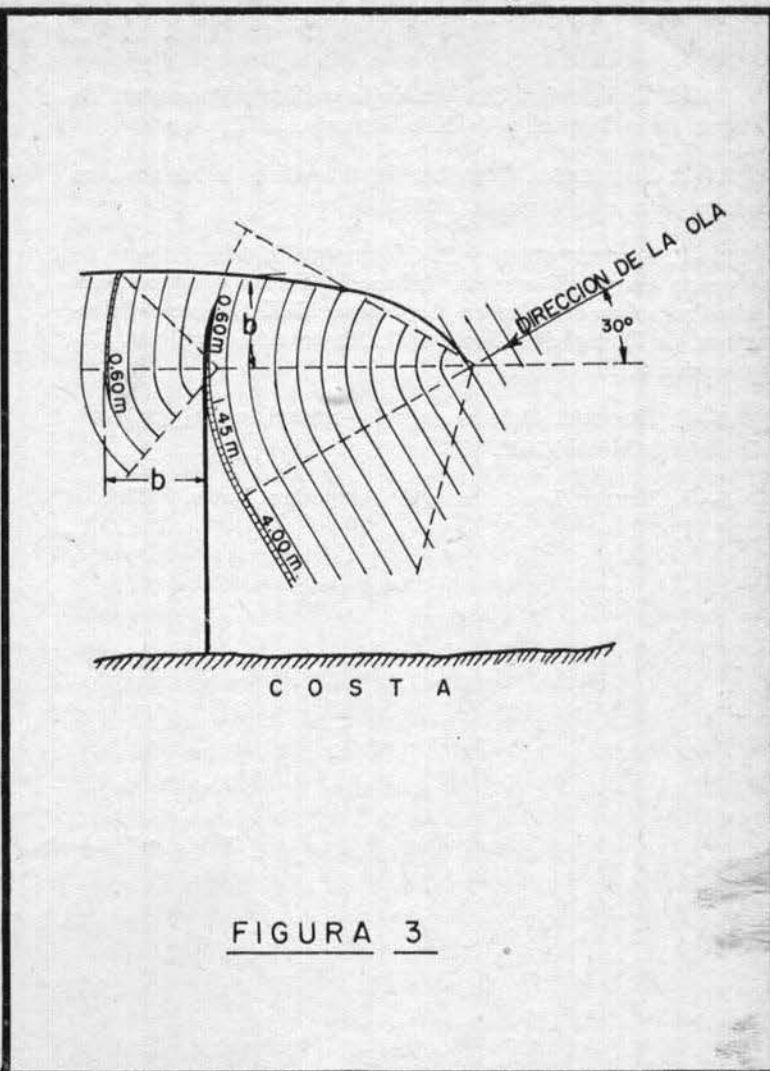


FIGURA 3

Esta entrada ha sido objeto de un estudio teórico del autor de este informe, que ha estudiado también el tema llamado de las entradas inversas (6).

Autor ha buscado una solución de entrada la cual podría garantizar una protección total de un puerto contra la ola, es decir frente a las olas llegando de todas direcciones posibles. Ha encontrado una solución teórica, que cumple tal condición, pero que por ello no es cómoda para la navegación y exige dimensiones exageradas para las obras exteriores. Ha propuesto una solución intermedia, representada en la figura 3, la cual da una buena protección contra las olas que llegan de un amplio sector y que, al mismo tiempo, es relativamente cómoda para la circulación de los navíos.

Ensayos sobre modelos reducidos de puertos, y de obras de protección de costas, han sido continuados a mayor escala por el Instituto Marítimo. En el curso de estos ensayos, se han estudiado los fenómenos de difracción y refracción de la ola, en condiciones determinadas y apropiadas a un sistema determinado de obras (7-3).

En cuanto a la hidráulica de las construcciones marítimas, pueden citarse ciertos trabajos teóricos re-

ferente a los métodos de cálculo de flotación de cajones para cimentación, elaborados por el autor de este informe (9) y por M. Wisniewski, encargado del curso de la escuela Politécnica de Gdansk (10). En estos estudios el autor de este informe también se ha ocupado del problema de realizar la adaptación simplificada de la teoría del buque, y de la utilización de diagramas. También ha tratado las oscilaciones de los rompeolas y ha propuesto un método de cálculo relativamente simple, para comprobar el coeficiente dinámico en el cálculo de estabilidad de las obras exteriores expuestas al impacto de las ondas periódicas (11).

El desarrollo de la construcción de buques en Polonia ha llevado a los especialistas en asuntos marítimos ocuparse de los problemas hidráulicos en las obras de construcción y reparación, especialmente en las rampas. Puede citarse aquí un método simplificado para determinar la distribución de cargas en la rampa durante la botadura de un barco. (12).

Todos los estudios citados, si bien no son más que una modesta contribución a los problemas, caracterizan bien las tendencias de la Ciencia polaca en lo referente a hidráulica marítima.

BIBLIOGRAFIA

1.—M. Tubielewicz. Cambios de la configuración costera en el istmo de la Península de Hel. Varsovia, 1957.

2.—P. SLOMIANKO. Contribución al análisis de los acarreo litorales de arena. Varsovia, 1956.

3.—P. SZAWERNWOSKI y P. SLOMIANKO. Establecimiento de un puerto en playa arenosa. Influencia de las construcciones portuarias sobre el régimen de Costas. XIX Congreso Internacional de Navegación, Sección II, Navegación Marítima, Comunicación 3. Londres 1957.

4.—S. HUECKÉL. Balance energía—materiales del gasto sólido costero. Gdansk, 1952.

5.—L. MISTAT. Los sistemas de rompeolas. Lwów, 1939.

6.—S. HUECKÉL. Sobre un tipo de entrada a un puerto. Gdansk, 1957.

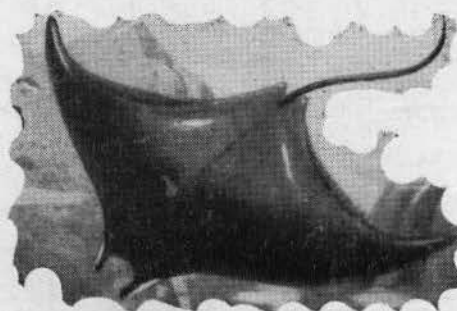
7.—S. MIERZYNSKI y T. KOW(LSKI. Ensayos en modelo reducido de la entrada al puerto de Gdansk. Gdansk, 1958.

8.—S. MIERZYNSKI. Ensayos en modelo reducido de la ola en el puerto pesquero de Hel. Gdansk, 1958.

9.—S. HUECKEL. Construcciones Marítimas. Vol. III. Varsovia, 1955.

10.—J. MISNIEWSKI. Estabilidad y flotabilidad de cajones de hormigón armado. Gdansk, 1956.

11.—S. HUECKEL. Un gráfico permitiendo la determinación de la repartición de las presiones ejercidas por un navío en grada durante su botadura. Gdansk, 1951.



ESTUDIO SOBRE DUQUES DE ALBA

Ing. Rubén Alvarez Tostado

(continuación)

G.—ALGUNAS OBSERVACIONES SOBRE LA MASA Y LAS CONSTANTES DE ELASTICIDAD DEL BARCO Y DEL ATRACADERO, ASI COMO DE VELOCIDAD DE ACERCAMIENTO

Los valores de la masa y de las constantes de elasticidad del barco así como del atracadero, constituyen los coeficientes de las principales ecuaciones diferenciales. La determinación de estos valores es por lo tanto, tan importante como los de la velocidad de ataque del barco. Para la determinación de los valores m_1 , C_1 y C_2 (la masa del barco m_2 debe darse por conocida), las siguientes cuatro posibilidades deben tomarse en cuenta.

Estas posibilidades se indican en la Fig. 17, para

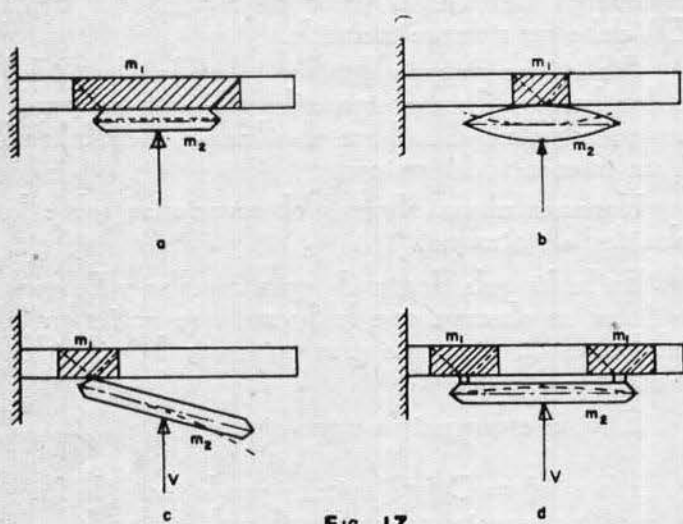


FIG. 17

las cuales por vía de ejemplo se escogió un caso en que el barco está atracado, sin el uso de defensas a un muelle. Fig. 17 (a). El barco tiene sus lados rectos y golpea al muelle de costado actuando como viga (impacto lateral).

Una gran longitud del muelle está comprendida en este caso (m_1). La elasticidad del barco (C_B) de-

pende exclusivamente de la resistencia entre el lado del barco y el brazo de la estructura, defensas (C_D), etc. Por lo tanto ($C_B = C_D$) [constante del barco (C_B) = constante de la pared del muelle (C_D)].

Fig. 17 (b).—El barco es de lados curvos; el impacto es también lateral. Esta vez el impacto afecta una pequeñísima longitud del muelle (m_1). La elasticidad del barco depende en primer lugar de la resistencia del muro del lado del barco (C_D) y en segundo lugar de la flexión elástica (balanceo) en torno a su eje longitudinal C_b (indicado en la figura por la línea punteada). Así:

$$\frac{1}{C_B} = \frac{1}{C_D} + \frac{1}{C_b}, \text{ o bien: } C_B = \frac{C_D C_b}{C_D + C_b}$$

Fig. 17 (c).—El barco golpea al muelle de proa; de nuevo se afecta una pequeñísima longitud del muelle, mientras que la elasticidad del barco es otra vez determinada por los dos factores mencionados anteriormente.

Fig. 17 (d).—El barco golpea de costado en dos puntos determinados del muelle (viga). Hay, por lo mismo, dos longitudes separadas del muelle que son afectadas. La elasticidad del barco depende nuevamente de los factores mencionados anteriormente. La masa y elasticidad del muelle está más o menos en manos del proyectista. El ingeniero puede diseñar una construcción ligera o pesada y debe decidir si la superestructura será de pilotes verticales o columnas y puede escoger entre madera, acero o concreto como materiales de construcción. Los valores de m_1 y C_1 pueden calcularse durante el diseño.

Puesto que la fuerza real durante el impacto es: $k = C_1 (y)$ máx., la construcción de amarre absorbe la energía $E = 1/2 C_1 (y^2)$ máx. De ambas ecuaciones se infiere que: $E = 1/2 k (y)$ máx.

Consecuentemente, si el atracadero absorbe una cantidad de energía (E) producida por una pequeña fuerza (k), la deflexión " y " máxima debe ser mayor.

En construcciones de amarre se tiene como regla general: para reducir el efecto de las fuerzas que actúan sobre dicha construcción, es necesario que la construcción tenga gran elasticidad y consecuentemente, la constante de elasticidad C_1 debe mantenerse lo más baja posible.

Sin embargo, para la construcción y otras consideraciones no siempre es posible dar la constante de elasticidad necesaria para reducir las fuerzas reales al nivel deseado.

En tales casos, se puede recurrir a equipar la construcción de amarre con una capa elástica intermedia, consistente en defensas, amortiguadores, etc. Estas capas intermedias dan una gran flexibilidad (baja constante de elasticidad), la cual trae consigo una disminución de las fuerzas que se presentan. Sin embargo, no es correcto aceptar que por este camino la elasticidad del atracadero se incrementara por

$$\frac{I}{C_2} = \frac{I}{C_B} + \frac{I}{C_D} \text{ o bien } C_2 = \frac{C_D}{1 + C_D/C_B} \quad (a)$$

(C_D = constante de elasticidad de las defensas) y por lo mismo la constante de elasticidad de las defensas (C_D) no tiene ninguna relación con el atracadero.

El propósito de las defensas es incrementar la elasticidad del barco, ya que las defensas y el barco deben considerarse como una sola unidad. A partir de esta consideración se harán algunas observaciones sobre la elasticidad del barco.

Si el valor de C_B es mayor que C_D , el término $\frac{C_D}{C_B} + 1 \approx 1$ entonces, si se substituye en la ecuación (a), tendremos: $C_2 = C_D$.

En los casos en que esto sea dudoso, es decir, si el barco posee una cierta elasticidad, ésta se puede suplir por el uso de defensas y así tendremos: $C_2 = C_B = C_D$.

Para malecones o muelles rígidos, la fuerza será: $K = v \sqrt{m_2 C_1}$ y para Duques de Alba elásticos:

$$K = v \cdot \sqrt{\frac{m_2 C_1 C_D}{C_1 + C_D}} = v \cdot \sqrt{\frac{m_2 C_1}{\frac{C_1}{C_D} + 1}}$$

de donde se deduce que la influencia de la elasticidad de las defensas o del barco sobre la fuerza, es considerablemente mayor para un muelle rígido que para un Duque de Alba elástico.

En tales casos puede equiparse el atracadero con resistencias intermedias consistentes en defensas colgantes de hule, etc. Estas capas irán suspendidas entre la pared y el barco. Generalmente no llegan a ser necesarias para las construcciones elásticas, en cuyo caso la fuerza sería:

$$K = v \sqrt{m_2 C_1}$$

Si se presentara el caso en que llegare a faltar el dato apropiado, es decir, que no fuera posible aplicar algún grado de elasticidad al barco, se originará una construcción de amarre (atracadero) diseñada con una masa excesivamente grande o en el uso innecesario de defensa.

Es mejor, por consiguiente, establecer por medio de cálculos y pruebas cuál será el grado de elasticidad que deberá aplicarse a diferentes tipos de barcos.

Como condición precisa, la elasticidad del costado del barco depende de:

- a) De la resistencia o elasticidad del costado del barco.
- b) La flexibilidad del eje longitudinal.

La acción de un barco alrededor de sus ejes longitudinales nos conduce al caso de la vibración elástica de una varilla, con su masa igualmente repartida a lo largo de su longitud. Luego, el barco se considera como una varilla de rigidez uniforme con una masa constante por unidad de longitud.

En la teoría de ecuaciones diferenciales parciales, éste es un problema bien conocido, el cual puede ser resuelto por medio de sus propias funciones, aunque su cálculo es complicado. Puesto que el barco no puede ser considerado como una varilla homogénea, cualquiera de las consideraciones de distribución de peso o de rigidez no conduce a encontrar una cierta elasticidad del barco, como se muestra en el ejemplo I. Sin embargo, prescindiendo del método usado para estos cálculos, puesto que esto es un problema de movimiento flexible, el valor de rigidez del barco (EI) debe ser siempre conocido.

Sin entrar en más detalles sobre la elasticidad de los barcos, diremos tan sólo que ésta se puede averiguar hasta que se hace el cálculo de flexibilidad en un momento determinado.

Haremos ahora algunas observaciones sobre la velocidad de ataque.

En la fórmula destinada para muelles y Duques de Alba, se observa que la fuerza que actúa en la realidad es directamente proporcional a la velocidad de ataque.

Esto se esquematiza como sigue:

$1/2 m v^2 = C (y^2)$ máx., y por lo tanto, la fuerza es directamente proporcional a la velocidad de ataque.

H.—OBSERVACIONES SOBRE EL DIAGRAMA DE TRABAJO PARA ESTRUCTURAS ELASTICAS, DEFENSAS, ETC.

Estas observaciones se basan en la suposición de un cuerpo elástico, el cual no está sujeto más que

a carga considerada como estática; la fuerza ejercida por este cuerpo está en proporción directa de la compresión:

$$K = Cy$$

En un diagrama de "fuerza-compresión", esta relación está representada por una línea recta que pasa por el origen. Si la compresión se lleva sobre el eje de las "x" y la fuerza sobre el eje de las "y", entonces el trabajo absorbido está representado por el triángulo rayado de la Fig. 18.

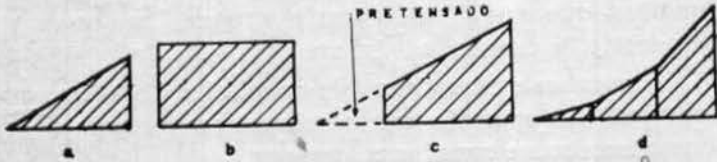


Fig. 18

Como quedó establecido plenamente, el objeto será siempre evitar la fuerza máxima k , tan grande como sea posible, esto se logra con una construcción que tenga una constante elástica (C) baja. La distancia de frenaje será entonces grande, lo que en muchos casos no será una desventaja. Si este principio se aplica a las defensas, que sirven para la protección del muelle y los Duques de Alba (los Duques de Alba se colocan a cierta distancia del muelle para protegerlo, o de lo contrario no resistirá los impactos del barco), necesariamente se deberá tener como requisito una gran distancia entre el muelle y el barco atracado. Hay sin embargo, por otra parte, numerosas consideraciones que hacen necesario que el barco esté lo más cerca del muelle, como por ejemplo al alcance máximo de las grúas del muelle, pero a la vez libre de los peligros que presentan los objetos que caen al agua entre el barco y el muelle.

Naturalmente en el caso de la misma fuerza máxima permisible de frenado, la distancia de enfrente será reducida a la mitad para una absorción dada, si el atracadero (construcción de amarre) absorbe una fuerza equivalente a la mitad de la distancia de enfrente total.

El diagrama de trabajo apropiado es pues un ángulo recto y "el factor de trabajo" f en $1/2 m v^2 = f k \text{ máx. } y \text{ máx.}$, con lo cual será incrementado de $1/2$ a 1 (Fig. 18b).

Este diagrama rectangular de trabajo se puede realizar por varios métodos.

Un ejemplo es el caso de amortiguadores de choque, los cuales tienden a ser desplazados por una presión hidráulica constante. Otra posibilidad es que en las construcciones, el movimiento horizontal de las defensas tienda a bajar o levantar un peso. En este

caso la suspensión del peso debe estar colocada de tal modo que dé la máxima elasticidad tomando en cuenta las fuerzas de inercia del peso (bloque).

El cálculo completo en esta forma, viene a ser muy complicado.

Finalmente, una solución podría ser asociar lo anterior con un resorte ordinario sujeto a una tensión inicial. En esta forma el diagrama de trabajo toma la forma indicada en la Fig. 18c.

Se observará que las construcciones enumeradas anteriormente tienen las siguientes desventajas: el amarre de barcos grandes y pesados se hace más suavemente que el de los barcos de masa pequeña y viceversa, ya que a veces barcos pequeños (de masa pequeña), o barcos descargados pueden hacer a veces una parada más brusca de lo necesario o deseable. Sin embargo, estas construcciones serán usadas de preferencia donde todos los barcos estén anclados y sean además de las mismas dimensiones.

La construcción de los Duques de Alba constituidos por una serie de secciones de acero unidas todas al tope o cabeza por piezas conectadas por medio de articulaciones, tienen la misma desventaja que un pilote solo, especialmente si las partes superiores contienen más material del necesario (lo cual significa un desperdicio de material). Se ha comprobado por la experiencia que la rigidez de tal pilote o Duque de Alba, es mayor que la que tendría, si la sección transversal se fuera adelgazando hacia la parte superior. Sin embargo, la función de energía absorbida es insuficientemente tomada en cuenta, aunque en parte se compensa por el uso de un grupo de pilotes cuyas secciones aumentan hacia el tope (parte superior). Los pilotes van unidos a la parte superior de tal manera que entran en acción sucesivamente y la fuerza se transmite de frente al tope, y en el momento que la fuerza de frenaje alcanza el valor necesario permisible, todos los pilotes están sujetos a la tensión necesaria admisible. El diagrama de trabajo para este caso se indica en la Fig. 18d.

El factor trabajo es por lo mismo considerado todavía menor que $1/2$ y la desventaja es que se aplica a ciertos casos en que la fuerza o la distancia de enfrente es proporcionalmente grande para una energía de absorción dada.

I.—EJEMPLOS DE CALCULO PARA LLEVAR A CABO CIERTAS CONSTRUCCIONES

Los cálculos fueron hechos por Mr. P. Blockland, Ingeniero de la Rijkwaterstaat.

Siguiendo un orden para conocer el valor de la elasticidad del barco y el desplazamiento del centro de gravedad del mismo, se analizaron los casos dados en la Fig. 17, y se calcularon considerando al

barco como una barra sujeta a fuerzas de masa igualmente distribuidas.

Por eso la constante de elasticidad C_1 se determinó por $k = C_b$.

El resultado de C_b se da en la Fig. 19, en donde $l =$ longitud y $EI =$ factor elástico del barco.

Para un barco en el cual:

$$\begin{aligned} l &= 100 \text{ m} & C_{b_1} &= 9,600 \text{ t/m.} \\ I &= 1.5 \text{ m}^4 & C_{b_2} &= 3,900 \text{ t/m.} \\ E &= 2 \times 10^7 \text{ t/m}^2 & C_{b_3} &= 3,900 \text{ t/m.} \end{aligned}$$

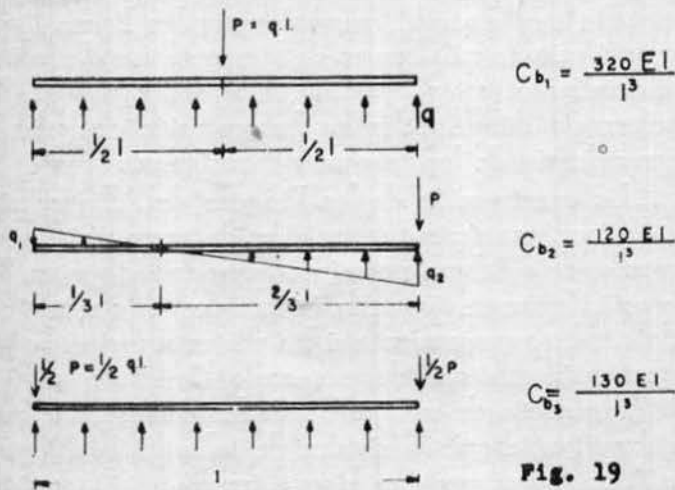


Fig. 19

Si además suponemos que sobre una carga de 10 tons. por m. l. y con una deflexión de $2 \frac{1}{2}$ mm., no sufre ninguna alteración permanente en la forma del barco cuando C_p vale 4,000 toneladas por m. l. del lado del barco, la elasticidad del barco C_B , con referencia a los casos de la Fig. 17, será:

Para el caso 17-a: $C_B = C_p = 90 \times 4,000 = 360,000$.
(Para 90 m.l. de superficie de contacto.)

Para el caso 17-b: $C_B = \frac{C_p C_b}{C_p + C_b} = 2,800$ y $4,400$ t/m.

(Con una superficie de contacto (C_p) de 1 y 2 m. respectivamente.)

Para el caso 17-c: $C_B =$ ídem $2,200$ y $2,500$ t/m.

Para el caso 17-d: $C_B =$ ídem $2,200$ y $6,000$ t/m.

La primera aproximación nos da una idea del valor de C_B , el cual depende de los distintos métodos de amarre.

En el cálculo ... a propósito del barco en cuestión (para el caso 17-a) el C_B se tomará siempre como 4,000 t/m. por metro lineal del barco y en los casos restantes como 3,000 t/m.

Debe tenerse en cuenta que en los casos anteriores, se considera al muelle desprovisto de defensas, amortiguadores, etc., ni habrá capas de corcho (de efecto favorable), ni cuerdas de defensa, etc., ya que todos estos aditamentos se usarán en muelles donde atraquen barcos que deben proteger la pintura.

Ejemplo I

Estudio sobre muelles que han sido construidos por la Marina Real Holandesa en el patio de muelles sobre el Dn. Helder.

Los muelles tienen un ancho de 15 m. y una longitud que varía entre 100 y 170 m. Su forma y dimensión se dan en la Fig. 20.

La subestructura consiste en pilotes de 20 m. de longitud, de concreto con secciones en forma de T, descansan sobre zapatas reforzadas.

Los muelles están divididos cada 22.5 m. y unidos por juntas en cruz, los cuales ensamblan tramo a tramo. A lo largo de las secciones del muelle, hay 3 pilotes separados uno del otro 7.5 m., y están unidos al tope por medio de traveses de concreto. Los 3 pilotes junto con la trabe forman un marco empotrado en el suelo.

La constante elasticidad de los pilotes se determinó en el laboratorio de Mecánica de Suelos de Delft, y durante la construcción ésta llegó a 8.5 m. con una deflexión de 1 cm. El barco que se tomó como tipo fue de 100 m. de longitud aproximadamente y con un desplazamiento de 4,000 toneladas con una velocidad de atraque de 0.40 m/seg. Así la energía cinética del barco al empezar el impacto ($\frac{1}{2} m v^2$), aumenta hasta 18 toneladas por metro. aumenta hasta 18 toneladas por metro.

Los datos anteriores son necesarios para el cálculo; teniendo en cuenta las condiciones de la Fig. 17-a:

$$m_1 = \text{masa de } 112.50 \text{ m.l. de muelle} = \frac{5000}{g} = 500 \text{ ton/m/seg.}^2$$

$$C_1 = \text{constante de elasticidad de } 112.50 \text{ m.l. de muelle o de } 45 \text{ pilotes} = 45 \times 850 = 38,250 \text{ ton/m.}$$

$$m_2 = \text{masa del barco} = \frac{4000}{g} = 400 \text{ ton. m/seg.}^2$$

$$C_2 = C_B \text{ constante de elasticidad del barco, cuando } 90 \text{ m.l. de superficie del muelle están en contacto con el barco} = 90 \times 4000 = 360000 \text{ t.}$$

$v =$ velocidad de atraque del barco $= 0.30$
m/seg.

Las ecuaciones diferenciales (I) serán ahora:

$$400 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} + 400 \frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} + 360,000 y_2 = 0$$

$$900 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} + 400 \frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} + 38,250 y_1 = 0$$

Para lo cual se encontró que:

y_2 máx. = 0.31 cm. = desplazamiento del centro de gravedad del barco
con relación al centro de gravedad del muelle.

y_1 máx. = 2.9 cm. = desplazamiento del C. de G. del muelle.

Las fuerzas que ocurren son las siguientes:

$k_1 = C_1 y_1$ máx. = $38,250 \times 2.9 =$ aprox. 1,110 tons. (en la cimentación)

$k_2 = C_2 y_2$ máx. = $360,000 \times 31 =$ aprox. 1,110 tons. en el frente del -
del muelle.

Esto corresponde alrededor de 10 toneladas por metro lineal
de muelle.

Los valores k_1 y k_2 difieren muy poco, lo cual indica una -
vibración simple.

De la energía cinética total del barco, el muelle absorbe:

$$\frac{1}{2} m v_2^2 = 18 \text{ ton.}$$

$$\frac{1}{2} C_1 y_1^2 = \text{aprox. } 16 \text{ ton-m} = 89 \%$$

y el barco absorbe:

$$\frac{1}{2} C_2 y_2^2 = \text{aprox. } 2 \text{ ton} = 11 \%$$

$$\therefore 89 + 11 = 100 \%$$

Que será para el único caso en que $C_B = C_p$ y por tanto dan
100% de absorción de energía cinética entre los dos.

Si el C_1 del muelle = ∞ luego $k_1 = k_2 = v \sqrt{m_2 C_1}$ lo cual
da un valor de $k = 3,600$ tons. que es tres veces mayor que el -
valor calculado.

Si el C_2 del barco = ∞ , entonces $k_1 = k_2 = \sqrt{m_2 C_1}$ para lo
cual $k = 1170$ ton. o sea sólo un poco mayor que el valor calcula
do.

Los datos para la situación indicada en la Fig. 17b son -
los siguientes:

$m_1 =$ masa de 45 m.l. de muelle = $\frac{2000}{8} = 200 \text{ ton/m/seg.}^2$.

$C_1 =$ constante de elasticidad de 45 m.l. de muelle o de 18 pilo
tes = $18 \times 850 = 15,300 \text{ ton/m.}$

$m_2 =$ masa del barco = 400 ton/m/seg.^2

$C_2 = \frac{C_p C_b}{C_1 + C_b} = 3,000 \text{ ton/m.}$

Las ecuaciones diferenciales principales (1) serán ahora:

$$400 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} + 400 \frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} + 3000 y_2 = 0$$

$$600 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} + 400 \frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} + 15,300 y_1 = 0$$

De donde se obtiene:

y_2 máx. = 8.7 cms. y y_1 máx. = 2 cms.

Las fuerzas serán:

$k_1 = C_1 y_1$ máx. = 300 toneladas (en la cimentación.)

$k_2 = C_2 y_2$ máx. = 260 toneladas (en el frente.)

De la energía total del barco = 18 tons. - m.

El muelle absorbe: 2.95 tons. - m = 16.7%

y el barco absorbe: 11.25 ton. - m = 62.3%

(Obsérvese que en este caso y los siguientes la energía cinéti
ca no es absorbida en su totalidad por el barco y el muelle, ya
que entre los dos sólo absorben un 79%).

Si el muelle tiene una $C_1 = \infty$ luego:

k es otra vez: $v \sqrt{m_2 C_2} = 330 \text{ tons.}$

Si C_2 es nuevamente considerada igual a ∞ entonces

$k = v \sqrt{m_2 C_1} = 744 \text{ ton.}$

Para la posición de la Fig. 5C, los valores serán:

$$m_1 = 200 \text{ ton/m/seg.}^2; \frac{m_2}{4} = 100 \text{ ton/m/seg.}^2$$

$C_1 = 15,300 \text{ ton/m.}$

$m_2 = 400 \text{ ton/m/seg.}^2$.

$C_2 = 3,000 \text{ ton/m.}$

Las ecuaciones diferenciales principales (II) serán ahora:

$$100 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} + 100 \frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} + 3,000 y_2 = 0$$

$$300 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} + 100 \frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} + 25,000 y_1 = 0$$

Para lo cual el resultado fué: y_1 máx. = 1.95 cms. y $k_2 = 160$ tons.
en la cimentación.

y_2 máx. = 4.15 cms. y $k_1 = 125$ tons. en el frente.

De la energía del barco de 18 ton. el muelle absorbe:

1.31 ton. m = 7.3% y el barco absorbe 2.6 ton.
m. = 10.6%; aproximadamente 22% entre los
dos.

Mientras que la energía usada para el balanceo del
barco es:

14.09 ton. m = 78.1%.

Si $C_1 = \infty$ entonces $k = 1/2 v \sqrt{m_2 C_2} = 165 \text{ ton.}$

Si $C_2 = \infty$ entonces $k = 1/2 v \sqrt{m_2 C_1} = 372 \text{ ton.}$

De los cálculos vistos anteriormente se observa
que el % de energía cinética total del barco ($1/2 m$
 v^2), es absorbida por el atracadero y el barco en for
ma de energía potencial la que depende totalmente
de las constantes de elasticidad del barco y del atra
cadero.

Es por lo tanto incorrecto, como base de cálculo,
suponer que únicamente un $1/3$ o $1/5$ de la energía
cinética total del barco será efectiva y que únicamente
esta porción efectiva se convertirá en energía potencial
del barco.

Ejemplo II

El siguiente ejemplo da el resultado del cálculo
de los Duques de Alba, construidos en el New
Waterway, cerca de Rotterdam.

Ejemplo III

La forma y dimensiones del Duque de Alba se pueden ver en la Fig. 21.

Un molde de acero (tablaestacas Belval sección IV m.) se fija al tope con un macizo de concreto reforzado, el cual pesa 50 ton. incluyendo el refuerzo. Una defensa basculante va suspendida a este macizo.

Para un empuje de 80 ton. el bloque tendrá un desplazamiento horizontal máximo (δ_h) de 0.25 m. y una elevación de 0.18 m. (δ_v) [trabajo hecho = $c = w \cdot \delta_v = 50 \times 0.18 = 9 \text{ ton/m.}$]

La defensa basculante sirve de intermediaria en la construcción.

La constante de elasticidad aumenta sobre el promedio a:

$$1/2 C_D (0.25)^2 = 9 C_D = 288 \text{ ton/m.}$$

Los datos para el cálculo son:

$m_1 =$ masa del Duque de Alba = 0.
(La masa del Duque se considera = 0, con relación a la gran masa del barco.)

$C_1 =$ constante de elasticidad del Duque de Alba = aprox. 10,000 t/m.

$m_2 =$ masa del barco = 1,700 t/m.

$C_B =$ constante de elasticidad del barco = 2000 t/m.

$C_D =$ constante de elasticidad de las defensas = 288 t/m.

$v =$ velocidad de atraque del barco = 0.20 m/seg.

En el caso del punto de impacto:

$$\frac{1}{C_2} = \frac{1}{C_B} + \frac{1}{C_D} = \frac{1}{2000} + \frac{1}{288}; \text{ de donde:}$$

$$C_2 = 255 \text{ ton/m.} \quad C_1 = 10,000 \text{ ton/m.}$$

Cuando la constante de elasticidad se vuelve decisiva, entonces $C_2 = C_D$

$$\text{La fuerza será entonces: } \kappa = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{m_2 C_1 C_2}{C_1 + C_2}} = 0.1 \sqrt{\frac{1700 \times 10,000 \times 255}{10,000 + 255}} = 66 \text{ ton.}$$

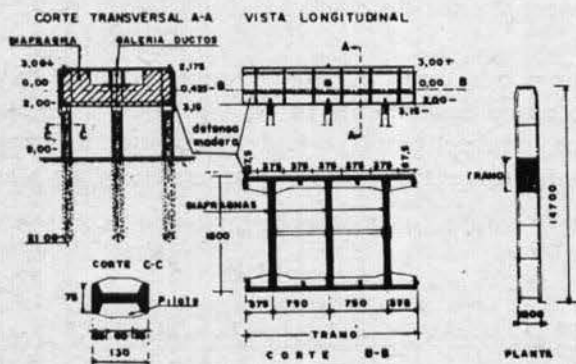


FIG. 20

Duques de Alba de construcción elástica, hechos en una Bahía de Rotterdam, consistentes de 3 secciones Peine (Fig. 22). Cada pared consiste de 6 placas Peine (con una fatiga de ruptura de 5,000 a 6,000 kg/cm² y un límite elástico de 3,600 kg/cm²).

Las paredes están unidas en 3 puntos cerca del tope por medio de tres soportes.

Para el cálculo se supone que un barco tanque de 36,000 ton. de desplazamiento, golpea al Duque de Alba con una velocidad de 0.24 m/seg.

Los datos para el Duque de Alba son:

$$E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$I = 0.0235 \text{ m}^4$$

$l = 20 \text{ m.}$ (longitud libre).

La constante de elasticidad será:

$$C_1 = \frac{3EI}{l^3} = 185 \text{ ton/m.}$$

Con respecto al barco las constantes de elasticidad se consideran:

a).— $C_v = 4,000 \text{ t/m}$ por metro lineal de costado por 2 1/2 m.l. de superficie de contacto.

b).— $C_2 = 3,000 \text{ t/m.}$ (incluyendo la flexibilidad en el eje longitudinal).

c).— $C_2 = \infty.$

La fuerza máxima ejercida sobre el Duque de Alba será:

Para los casos (a) y (b): $\kappa = \sqrt{\frac{m_2 C_1 C_2}{C_1 + C_2}} = 196 \text{ ton.}$ y 190 ton. respectivamente.

Para el caso (c): $\kappa = \sqrt{m_2 C_1} = 197 \text{ ton.}$

Como ya se había dicho previamente en el caso de los Duques de Alba elásticos, la constante de elasticidad del barco tiene sólo una influencia insignificante sobre la magnitud de la fuerza.

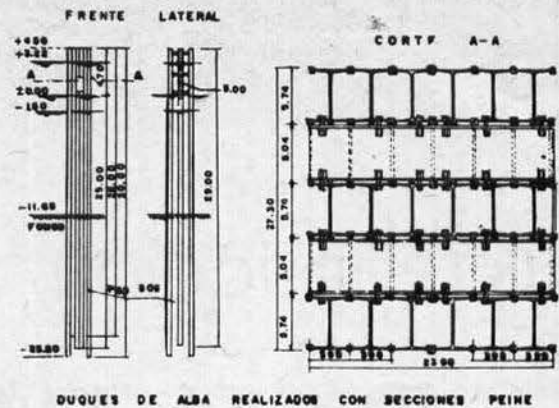
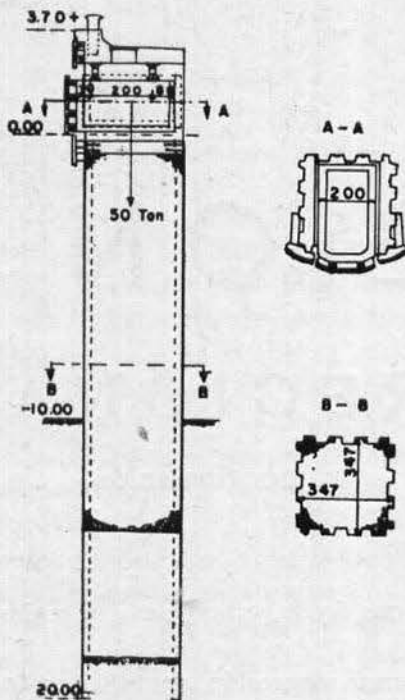
La deformación aumenta a:

$$Y \text{ máx.} = \frac{k}{c} = 1.06 \text{ m.}$$

La longitud libre del Duque de Alba fue calculada según el método del Dr. Blum (Bautechnik 1932,

Part. V), el cual dice que para grandes desplazamientos las presiones pasivas del suelo son excesivas.

El punto de presión nula desciende cuando la fuerza aumenta.



El Dr. Blum da el momento como sigue:

$$M_x = K(h+x) - f_w \left(\frac{b^2 x^3}{6} - \frac{x^4}{24} \right)$$

h =distancia libre hasta el suelo;(para el caso de la Fig.:22:
 $h=13.5$ m).

x =distancia del suelo hasta el punto de presión nula.

f_w =s.g.del suelo por el empuje pasivo del suelo ($\gamma \cdot \lambda_p = 1 \times 2.47$)

b =ancho del Duque de Alba (en este caso 2.5 m.)

Si $K=200$ ton., x será aproximadamente 6.50 m. y 1 20 m.

El diagrama de trabajo fué dibujado de acuerdo con el método del Dr. Blum y difiere muy poco de la gráfica triangular. Por lo tanto, es admisible suponer una constante elástica uniforme para este caso.

COMPañIA GENERAL CONSTRUCTORA
S. DE R. L.

OBRA
S PORTUARIAS

CONSTRUCCIONES
EN GENERAL

DIRECTOR GENERAL:

Ing. HECTOR GIL ALCO CER

TACUBA 13, DESP. No. 25 TELEFONO: 20-06 56
MEXICO, D. F.

ESTACIONES RADIODIFUSORAS

EL ECO DE SOTAVENTO
DESDE VERACRUZ

X. E. U.

960 Kilociclos (Onda Larga)

500 Watts

100% Modulación

X. E. U. W.

6020 Kilociclos (Onda Corta)

250 Watts

100% Modulación

ESTUDIOS Y PLANTA: Gómez Farías 248

OFICINAS: Independencia 230

TELS.: 23-15 y 26-56

Veracruz, Ver.

INTRODUCCION A LA

PLANEACION

REGIONAL

Ing. SERGIO DE LA PEÑA

(continuación)

iii) Análisis de insumo-producto: Este método de análisis se encamina a la determinación de la interdependencia de los sectores económicos. El principio fundamental del método de insumo-producto, consiste en la suposición de que el uso total de bienes por todos los sectores (insumo) debe ser igual a la cantidad total de productos (producto). Las principales aplicaciones del análisis insumo-producto son las siguientes:

a. Datos estadísticos. Se presentan los datos estadísticos de la estructura económica de la región, en forma compacta y objetiva.

b. Trabajo analítico. Como la base para la predicción de efectos económicos en la región al cambiar algunas variables (efectos de nuevas industrias en la región, predicción de ingresos y efectos en la ocupación regional al cambiar las exportaciones regionales, efectos de un cambio en el consumo, etc.).

Los cuadros de insumo-producto regionales que han sido computados hasta ahora, se basan en dos expresiones diferentes del concepto de producto. Estas ecuaciones son:

(1)

$$X_i = \sum_{j=1}^n X_{ij} + f_i + F_i$$

En donde X_i es la producción de la industria i ; X_{ij} es la parte de la producción de la industria i comprada por la industria j ; f_i es la demanda final regional y F_i es la demanda final del resto del mundo. Con esta expresión se señala que la economía queda

dividida en dos áreas principales: la región y el resto del mundo.

La segunda expresión analítica es la siguiente:

(2)

$$rX_i = \sum_{j=1}^m \sum_{s=1}^n r_s X_{ij} + \sum_{s=1}^m r_s f_i + G_i$$

En donde rX_i representa a la producción de la industria i en la región r ; $r_s X_{ij}$ es el flujo de la industria i (en la región r) a la industria j (en la región s); $r_s f_i$ es la demanda final del producto de la industria i (en la región r) por la región s ; G_i son las exportaciones de la industria i al extranjero.

Con el segundo tipo de cuadro insumo-producto es posible dividir la economía nacional en regiones. Si se suman todos los flujos regionales se obtiene un cuadro de insumo-producto nacional bastante más exacto que con el método convencional. Otra aplicación importante de este tipo de cuadro de insumo-producto regional sirve para controlar las balanzas de pagos regionales que será una base técnica eficiente para el trazo de políticas económicas nacionales.

Para los fines de planeación regional es muy importante la determinación de los efectos que produce un cambio en una industria o sector. Con base en los cuadros de insumo-producto se pueden determinar las repercusiones primarias y secundarias que produce un cambio en un sector. El efecto total en la economía regional del cambio en una industria es medido por el llamado multiplicador de dicha industria particular. De hecho, el multiplicador representa la importancia cualitativa de la industria particular en el

bienestar económico regional. La expresión analítica del multiplicador es:

$$M_k = \frac{\sum_{j=1}^n A_{hj} D_{jk}}{A_{hk}}$$

En donde M_k representa al multiplicador simple (efecto económico total) de la industria K ; a_{hj} es el coeficiente del sector privado para la industria j ; d_{jk} son los elementos de la matriz invertida (esto es, el efecto directo e indirecto en la industria j , debido al cambio de dls. 1.00 en la demanda final de la industria K).

Una vez determinada la estructura económica regional, se puede pasar a la predicción económica. La planeación económica puede tener muy diversos métodos de predicción. A continuación se describen algunos de ellos.

Se distinguen dos tipos básicos de planes económicos, esto es, planes a corto plazo y planes a largo plazo. De hecho, se emplean los mismos medios técnicos para la planeación, ya sea a corto o a largo plazo, variando tan solo la tolerancia en exactitud. Siendo muy difícil la predicción de variables económicas a largo plazo, se prefiere a efectuar la macroplaneación. Los planes a corto plazo se efectúan en el campo de la micro-economía. Con este criterio general, se tiene la ventaja de que los planes son complementarios unos de otros (corto y largo plazo, micro y macro planeación). Los planes a corto plazo pueden dar a toda la planeación económica regional una elasticidad muy valiosa, ya que se pueden ajustar periódicamente a las condiciones variables. En la planeación económica a largo plazo (macro-planeación) se persiguen en general alguno o algunos de los objetivos principales siguientes:

- a) Plena ocupación;
- b) Equilibrio de la balanza de pagos, y
- c) Incremento en el ingreso per cápita.

Los medios técnicos para efectuar una predicción económica son los siguientes:

1.—Extrapolación lineal. El método aquí descrito es el más elemental de todos los usados. Consiste en la extrapolación lineal de las variables. Sólo se necesita una observación base. La expresión analítica es:

$$X_t = X_{t-1}$$

En donde X_t y X_{t-1} son los incrementos anuales de la variable, es decir, se supone una línea recta la representación de la función.

2.—Extrapolación proporcional. Este método se basa en la consideración de incrementos constantes en las variables. La representación analítica es:

$$X_t = X_{t-1} + (X_{t-1} - X_{t-2})$$

En otra forma queda:

$$\Delta X_t = \Delta X_{t-1}$$

El número de observaciones mínimas necesarias son dos. Cuando el elemento económico extrapolado tiene un carácter cíclico (como el ciclo de negocios) se cometen errores constantes. Si el período de extrapolación es de diez años y el ciclo tiene una frecuencia de 4 años, sólo concidirán en dos años los valores calculados y los reales.

3.—Extrapolación de expresiones empíricas. El método consiste en la extrapolación de las expresiones empíricas que representan a los cambios históricos de la variable. Existen dos formas principales de extrapolación:

- a) Gráfica; se tiene cierta libertad para efectuar la extrapolación;
- b) Determinación matemática de los valores extrapolados; consiste en el cálculo matemático de los parámetros de la expresión analítica que puede ser del tipo siguiente:

$$y = Bt + C$$

Siendo B y C los parámetros; Y las variables.

4.—Modelos económicos. Los modelos económicos consisten en un conjunto de expresiones analíticas que representan las relaciones que existen entre diversos fenómenos económicos, incluyendo las causas y los efectos de éstos. Esencialmente, un modelo queda formado por el siguiente tipo de ecuaciones:

- i) Ecuaciones de balances. Estas son un conjunto de ecuaciones derivadas del sistema de contabilidad regional. Las ecuaciones deben formar un sistema determinado (número de incógnitas igual al número de ecuaciones). Para ello se requiere que el sistema de contabilidad sea articulado (cuenta de producción igual a cuenta de financiamiento, etc.).
- ii) Ecuaciones técnicas. Expresan las relaciones naturales entre diferentes elementos económicos.
- iii) Ecuaciones de definición. Se derivan de las definiciones económicas de una teoría económica. Pueden ser ecuaciones aditivas (factor de ingreso total) o ecuaciones multiplicativas (exportaciones)
- iv) Ecuaciones de reacciones. Este tipo de ecuaciones describen las reacciones de la econo-

mía, provocadas por cambios de condiciones. En estas ecuaciones está la base de todo el modelo económico. Ellas expresan las hipótesis básicas de la teoría económica bajo la cual se construye el modelo. Se dividen en dos grupos principales:

- a) Ecuaciones de demanda;
- b) Ecuaciones de oferta.

Las ecuaciones antes descritas se utilizan según sea el número de sectores económicos incluidos en el modelo, y en función de la disponibilidad de datos estadísticos. Algunas veces los modelos están formados por todas las ecuaciones antes descritas, y en otras se reduce el número de ellas al incluir implícitamente algunas variables en las ecuaciones utilizadas (el número de incógnitas incluidas determina la minuciosidad del modelo). No se puede afirmar que el mayor número de ecuaciones sea una garantía para la exactitud del resultado, porque se incluyen simplificaciones toscas que afectan a todas las conclusiones.

Las ecuaciones (1 y 2) antes enunciadas, representan modelos estáticos derivados de los cuadros de insumo-producto. Se han hecho correcciones por el Dr. A. Moore para darles dinamismo por medio de la inclusión del tiempo de gestación. Seguidamente se describe su modelo regional.

El modelo de A. Moore se ha desarrollado con la finalidad particular de estudiar las consecuencias económicas de la construcción o expansión de industrias regionales. Está compuesto por dos conjuntos de ecuaciones: una serie derivada de la producción y la otra de la capacidad. Las expresiones analíticas son:

$$X_{it} = fit + AX_{it} + B_{mit} + St - St - 1$$

$$C_{il} = X_{it} + U_{it} - \Sigma mit$$

En donde:

- X_{it} = Producción de la industria i en el año t .
- it = Demanda final en el tiempo t (consumidores federales, estatales y gubernamentales; exportaciones e inversiones autónomas determinadas por factores exógenos, etc.).
- A = (a_{ij}) Insumos a la industria i requeridos por todas las otras industrias en cuenta corriente (en el tiempo t), representados por los coeficientes de flujo a_{ij} .
- B = (b_{ij}) Insumos de la industria i requeridos por todas las demás industrias en cuenta de capital (reemplazo y expansión), representados por los coeficientes de capital b_{ij} .
- mit = Inversión inducida; incógnita determinable con el modelo.
- $St - St - 1$ = Inventarios.

C_{il} = Capacidad de la industria i en el primer año.

U_{it} = Capacidad no usada

Nota.— X , f , m , S y C con vectores de columnas.

La primera ecuación dice que el producto de la industria i es igual a la suma de la demanda final más los insumos requeridos por todas las demás industrias (en cuenta corrientes y de capital), más inventarios.

La segunda ecuación dice que la capacidad inicial de la industria i es igual a la capacidad actual menos la capacidad construida en períodos subsecuentes. La capacidad actual está distribuida entre la obtención de producto corriente y la parte no usada (U_{it}).

Valiéndose de las técnicas de la programación lineal se construye el modelo dinámico en forma triangular, incluyendo las nuevas industrias (o la expansión de las que ya existen). El tiempo de gestación para el cual está calculado el modelo es de un año, pero se puede ajustar para períodos más largos si se dispone de los datos estadísticos necesarios. Asimismo, las cuotas de depreciación se pueden introducir al corregir las ecuaciones finales.

La demanda final se estima para el período de tiempo requerido y se calcula la capacidad que se necesita para satisfacer dicha demanda. La estimación de la demanda final se hace entre los límites máximos (mayor y menor) y se escogen los valores con un criterio puramente lógico. Así se obtiene una serie de valores de la demanda final para cada industria. Con la ayuda de la programación lineal se determina la óptima combinación de valores que producirá el mejor ritmo de crecimiento en cada una de las industrias.

5.—Programación lineal. Este método consiste en utilizar al máximo los elementos económicos. Para ello se escoge la solución óptima entre las infinitas soluciones posibles que se pueden aplicar, después de introducir las restricciones de los elementos económicos. Se puede aplicar para todos los propósitos de planeación (micro y macro análisis económico), pero en general se utiliza sólo como método complementario de la planeación económica. Los insumos y productos de una industria, se pueden expresar en forma aproximada por medio de funciones lineales. Con procedimientos matemáticos se obtiene la combinación de producciones de la industria que eleva al máximo el elemento económico requerido (producto regional, ingreso per cápita, etc.).

6.—Coeficientes del capital. Los coeficientes del capital se definen como capital necesario para producir una unidad de producto. Las posibilidades de aplicación del coeficiente de capital dentro de la planeación económica, son enormes. Disponiendo de un coeficiente de capital exacto, puede calcularse de inmediato las inversiones necesarias para obtener una

producción determinada, es decir, se resuelve uno de los problemas más complicados de la planeación económica.

El cálculo de los coeficientes es bastante complicado y los resultados obtenidos no pueden aplicarse en planeación, porque el valor absoluto de ellos se ve influido por varios factores privativos de cada caso. Una de las principales influencias es el concepto de capital que se emplee. La forma más racional de considerar el capital consiste en sumar el valor comercial de la planta estudiada más el fondo de capital, más los fondos de depreciación acumulados.

Otros factores que influyen en el valor del coeficiente de capital son: la tecnología empleada en la industria estudiada, métodos (mano de obra intensiva, capital intensivo), tamaño de la industria, etc.

Los coeficientes sólo se pueden utilizar para tener una idea aproximada sobre las inversiones necesarias en un sector determinado para satisfacer una demanda.

6-c 2.—Aspectos financieros.

Los aspectos financieros del plan pueden dividirse en dos clases principales:

- a) Problemas relacionados con el capital necesario para llevar a efecto el plan; y
- b) Problemas relacionados con la recuperación del capital (recuperación total o parcial).

Las fuentes de recursos financieros principales son:

- a) Capital nacional privado;
- b) Capital nacional público;
- c) Capital extranjero público y privado;
- d) Préstamos internacionales. Para mayores detalles a este respecto, ver la parte de este estudio concerniente a los factores económicos, (5 c).

Uno de los puntos que deben ser estudiados en forma detallada es la posibilidad de inflación que puede resultar de las grandes inversiones de capital necesarias. Sólo con la utilización de los recursos financieros (c) y (d) se evita la influencia en una situación inflacionaria, pero con los recursos (c) se puede llegar a efectos indeseables que deben controlarse legal y económicamente. Estos efectos indeseables son principalmente la competencia con el capital nacional y las repercusiones que en la política interna de un país puede tener una excesiva participación de capital extranjero en la economía nacional. La solución para prevenir la inflación (consiste en combinar todos los recursos financieros y usarlos en la forma más efectiva posible, permitiendo sólo un incremento limitado (y controlable) del nivel de precios.

Los problemas relacionados con la recuperación del capital invertido se refieren principalmente a:

- a) Determinación de las consecuencias de la inversión;
- b) Determinación de costos;
- c) Amortización de capital.

Las consecuencias del plan se pueden estudiar sirviéndose de diferentes sistemas. Uno de ellos es el análisis de costos-beneficios que consiste en el cálculo de los costos primarios y secundarios, comparados con los beneficios obtenidos. Los puntos a incluir son:

- a.—Costo directo: Costo inicial y anual, operación de estructuras, mantenimiento, intereses, etc.
- b.—Costo indirecto: Areas inundadas, efectos en regiones adyacentes, desplazamiento de habitantes, devaluación de tierras, etc.
- c.—Beneficios directos: Aumento de ingresos, mejora en la balanza de pagos, etc.
- d.—Beneficios indirectos: Incremento en la actividad económica.
- e.—Beneficios públicos: Servicios, facilidades comunales, mejora de la habitación, etc.

La determinación de los puntos a, b, y c es relativamente fácil, pero los puntos d y e quedan en gran parte a merced del criterio personal del planeador. Los principales factores que influyen en el análisis de costos-beneficios son:

- a) Tasa de interés (en general se aplica la tasa que tienen los bonos públicos a largo plazo);
- b) Nivel de precios (se usan los precios del mercado pronosticados, para tener los datos más reales);
- c) Tiempo de vida (este factor determina las cuotas de amortización y depreciación; es aconsejable calcular y aplicar la vida económica de las estructuras).

Un segundo método para determinar las consecuencias de un plan consiste en la comprobación fiscal. Este método se basa en el estudio de impuestos pagados y su relación con los beneficios obtenidos por los contribuyentes. Con esta base se aplican las cuotas de amortización calculadas y ajustadas de acuerdo con las posibilidades financieras de los contribuyentes.

John V. Krutilla ha propuesto otro método que consiste en la utilización del multiplicador regional. Este multiplicador está derivado del calculado por Fritz Machlup para comercio internacional. La expresión analítica es:

$$y = \frac{i[a(s' + m') + m'a']}{(s' + m')(s + m) - mm'}$$
$$k = \frac{i}{y}$$

En donde:

y = Cambios en el ingreso regional debido a nuevas inversiones.

- i = Total de nuevas inversiones.
- a = Parte de los bienes de inversión y servicios proporcionados por la capacidad regional.
- a' = Parte de los bienes de inversión proporcionados por el resto de la economía.
- m = Propensión marginal a importar por la región.
- m' = Propensión marginal a importar de la región por el resto de la economía.
- s = Propensión marginal a ahorrar en la región.
- s' = Propensión al marginal a ahorrar en el resto de la economía.
- k = Multiplicador regional.

El incremento del ingreso regional (y) debido a nueva formación de capital puede obtenerse de la siguiente expresión:

$$y' = y + \frac{m'i'}{(s' - m')(s + m) - mm'}$$

En donde:

i' = Nueva inversión nacional fuera de la región.

Por último, existe el método de comprobación del Ingreso Nacional que consiste en la comparación de ingreso en la nación antes y después de que el plan se haya llevado a cabo. Los precios a usarse deben ser los precios contables. Se consideran los efectos directos e indirectos de la inversión.

El método que se use depende de las estadísticas disponibles y de la clase de personal que lleve a cabo el trabajo.

La asignación de costos ofrece grandes controversias. No existe una separación definida de costos, lo que impide el desarrollo de un método exacto para su asignación. Seguidamente se enumeran los métodos propuestos para la asignación de costos en el proyecto del Valle del Tennessee.

a.—Beneficios proporcionales. El sistema fue propuesto por el primer director de la autoridad del valle. Se hace la asignación de costos que están ligados directamente a cada aspecto. Se predicen los beneficios que se obtendrán con cada uno de estos aspectos y se calcula el porcentaje de contribución de cada aspecto al beneficio total. Con estos porcentajes se reparte el remanente de los costos aún no asignados. La desventaja que presenta este método es que es tan difícil predecir los beneficios, como calcular los costos.

b.—Distribución directa. Se determinan los costos directamente ligados a cada aspecto y el remanente se reparte por partes iguales y es asignado a cada aspecto. El método es rápido y sencillo, pero la base del mismo es errónea.

c.—Producto indirecto. El método consiste en cargar solamente las partes sustanciales a los aspectos que se supongan de beneficio adicional a los objetivos principales del plan (electricidad en el caso del T.V.A.). Los otros aspectos absorben los costos básicos. Este

método tiende a basarse en las intenciones del plan y no en las consecuencias del mismo. Fue el resultado de que en el T.V.A. se consideraba a la electricidad producida como un aprovechamiento adicional y secundario a los objetivos iniciales del sistema (control de avenidas y navegación). Sólo toma en consideración la idea inspiradora y no las características reales del plan.

d.—Teoría del gasto alternado justificable. Este es el método más importante que se propuso para el T.V.A. Sin embargo, fue motivo de agrias discusiones porque incluye algunos puntos rebatibles. El método se ilustra con los datos del T.V.A.

Los tres aspectos que comparten el costo total de \$ 407.809,864 (10 presas con producción de 1.401,500 KW) son navegación (N), control de avenidas (A) y electricidad (E).

Se calcula lo que se ahorraría si no se hubiesen incluido cada uno de los aspectos considerados (costo directamente identificable) y se calculase el costo de construcción de sistemas para un solo propósito. Se obtiene una diferencia entre el costo directo y el costo del sistema simple correspondiente. Con la suma de ésta diferencia, se calculan los porcentajes de asignación del costo indirecto.

| | |
|-----------------------------|---------------|
| Costo total | \$407.809,864 |
| Eliminando N se ahorrarían: | \$ 44.880,800 |
| Eliminando A se ahorrarían: | \$ 33.763,000 |
| Eliminando E se ahorrarían: | \$108.884,965 |
| | <hr/> |
| | \$187.528,765 |

Costo no asignado:

$$\$407.809,864 - \$187.528,765 = 220.281,099$$

Costo de planes para propósitos simples:

- 1.—Costo de un sistema sólo para N: 163.519,900
- 2.—Costo de un sistema sólo para A: \$140.826,000
- 3.—Costo de un sistema sólo para E: \$250.096,000

Diferencia de costos al comparar los proyectos de propósitos simples y los de propósitos múltiples:

- 1.—N: \$163.519,900 — \$ 44.880,800 = \$118.639,100 32.5%
- 2.—A: \$140.826,000 — \$ 33.763,000 = \$107.063,000 29.5%
- 3.—E: \$250.096,000 — \$108.884,965 = \$141.211,035 38.4%

| | |
|-------------------|---------------|
| Diferencia total: | <hr/> |
| | \$366.913,135 |

Con los porcentajes calculados, se distribuyen los costos no asignados. Los costos finales son:

$$N: \$ 44.880,800 + \$ 71.200,000 = \$116.080,800$$

$$A: \$ 33.763,000 + \$ 64.600,000 = \$ 98.363,000$$

$$E: \$108.884,965 + \$ 84.481,099 = \$193.366,064$$

e.—Método de "capacidad de pago". Este método se ha aplicado en forma generalizada en Italia. Consiste en la asignación de costos de acuerdo con la

capacidad de pago de la población que hace uso de cada uno de los aspectos. La secuencia básica para aplicar este método es:

- 1) Predicción de la producción futura de cada aspecto;
- 2) Predicción del número de habitantes que harán uso de cada inversión;
- 3) Determinación de la capacidad de pago de dicha población (interviene el nivel de vida que se quiera proporcionar, medios y eficiencia de trabajo, prestaciones sociales, etc.);
- 4) Determinación de la cantidad recuperable;
- 5) Asignación de costos en proporción a la cantidad recuperable;
- 6) Trazado de la política económica, fiscal y financiera para cubrir los déficit.

Con la determinación de las consecuencias del plan y de la asignación de costos por aspecto incluido, se puede pasar a designar las posibilidades de amortización del capital invertido. En los dos cálculos antes descritos (costos y consecuencias) se deben utilizar los precios de mercado previstos con el futuro (precios medios para el período de amortización). En el caso de que exista un proceso inflacionario, se necesitan prever los niveles de precios y establecer medidas para el ajuste de las cuotas de amortización (ventas, precios unitarios, etc.). Este problema tiene demasiados aspectos especulativos, principalmente porque no se pueden calcular las influencias externas de fenómenos económicos (dumpings, recesiones, guerras, etc.).

Algunas veces se ha intentado fijar las cuotas de amortización en términos de productos, para evitar las medidas impopulares del ajuste de cuotas ante niveles de precios cambiantes. En el caso de que no se usen los precios del mercado previstos o no se tomen medidas para recuperar el capital, el gobierno deberá correr grandes riesgos financieros y afrontar déficit cuantioso.

Para el cálculo de las cuotas de amortización es necesario tomar en cuenta la capacidad de ahorro de la población, productividad (por unidad laborante, por hectáreas, por máquina, etc.) En el caso de los planes de mejoras de tierras y de reclamación de tierras, la forma de propiedad de la tierra tiene una influencia directa en la amortización del capital. Las principales formas de propiedad son:

- 1.—El Estado es el propietario; las tierras se rentan con cuotas fijadas a precio de mercado y para cierto período.
- 2.—El Estado vende los servicios a los propietarios de las tierras. Las cuotas (fijadas a precio de mercado) se refieren a irrigación, control de inundaciones, construcción de casas rurales, etc.
- 3.—El Estado vende las estructuras construidas a empresas privadas o a cooperativas que las operen

(presas, canales, carreteras, etc.). Las cuotas se fijan por ley.

4.—Ventas de tierras; el precio incluye la plusvalía que proporcionan los nuevos servicios.

Las inversiones en los planes regionales no son totalmente recuperables por necesidad, porque una gran parte de la inversión se utiliza para la construcción de la infra-estructura económica y ésta no se amortiza por sí misma. El efecto principal de la aplicación de un plan regional, es el aumento de nivel de vida y de la actividad económica, la cual se refleja sólo indirectamente en el problema financiero de la amortización del capital.

6 - c 3. *Prioridades de inversión*

El problema de la programación de inversiones es de principal importancia para el éxito del plan regional. Hasta ahora no se ha podido establecer un método científico para efectuar la programación de inversiones, debido a la dificultad para expresar los factores físicos, económicos y sociales, en las mismas unidades de comparación. Todos los métodos propuestos hasta ahora resultan de poca consistencia, porque en última instancia se necesita aplicar el criterio personal del planeador para decidir las prioridades.

Seguidamente se describen algunos de los métodos usados para la programación de inversiones.

i) Ir. S. Herweijer propone la aplicación combinada de una serie de comprobaciones diferentes que, según la importancia de cada inversión, van revelando la prioridad respectiva. Al final de la comprobación se tiene una selección de inversiones y sobre ellas se realiza la primera programación básica. Las pruebas propuestas son:

- 1) Relación costo-beneficio.
- 2) Efecto en la balanza de pagos.
- 3) Análisis de insumo-producto.
- 4) Efectos secundarios.
- 5) Efectos en la ocupación.
- 6) Efectos sociales y políticos.

ii) El Prof. J. Timbergen propone en un trabajo aparecido en el "Boletín del Banco Central de Venezuela" un método para determinar las prioridades de inversión. Dicho método combina el capital, la mano de obra y otros recursos. Con este método se obtiene una programación base, que queda sujeta a la comprobación por otros métodos.

La comprobación básica consiste en la obtención de una cifra que representa (en valor absoluto el grado de utilización máxima de los tres elementos de la producción: capital, mano de obra y recursos naturales. Se comparan los valores absolutos determinados para cada proyecto y con esta base se traza el programa ini-

cial de prioridades de inversión. La expresión analítica de la cifra a comparar, es la siguiente:

$$\frac{E}{C + \frac{L}{r}}$$

En donde:

r = rédito marginal del capital.

E = beneficios extra que se obtendrán en cada proyecto.

C = capital que se invertirá.

L = mano de obra y otros ingresos que se esperan.

$\frac{L}{r}$ = valor de mano de obra y otros recursos invertidos.

La ilustración del método es la siguiente:

| Proyecto | Valores de | | | | Orden de prioridad |
|----------|------------|---------------|-----|-----------------------------|--------------------|
| | C | $\frac{L}{r}$ | E | $\frac{E}{C + \frac{L}{r}}$ | |
| I | 1 | 5 | 1.2 | 0.2 | 6 |
| II | 1 | 5 | 2.4 | 0.4 | 4 |
| III | 1 | 3 | 1.1 | 0.275 | 5 |
| IV | 1 | 5 | 2.2 | 0.55 | 2 |
| V | 1 | 1 | 1.0 | 0.5 | 3 |
| VI | 1 | 1 | 2.0 | 1.0 | 1 |

En este método se tiene como principal dificultad la determinación de E , ya que en última instancia quedará definido de acuerdo con el criterio personal del operador.

iii) El Prof. J. Timbergen, propone en su artículo "Note on Long Term Planning for Egypt" (EP/58/6/2), un método que consiste en la comparación de las bondades de cada proyecto, con la ayuda de una expresión algebraica. Como en el método anterior (ii) se obtiene una cifra cuyo valor absoluto se compara con la correspondiente a otros proyectos y se traza la programación de inversiones.

Los términos que se incluyen en la expresión algebraica son de dos tipos:

a) Características de cada proyecto (tales como la relación capital-producto; período de gestación, ocupación, etc.) y

b) Los "pesos" que la autoridad planeadora atribuirá a cada una de las características, de acuerdo con

la importancia relativa de ellas para la región y para los fines del plan. La expresión algebraica es:

$$\Sigma = W_1X + W_2P + W_3T + W_4S + \dots + W_mN$$

En donde:

W_1, W_2, \dots, W_m "Pesos" de las características.

X = Proporción capital-producto.

P = Empleo creado por unidad de capital.

T = Período de gestación de cada proyecto.

S = Ingreso (por unidad de capital) que obtendrán ciertos grupos localizados (agricultores, obreros industriales, etc.)

Se aplica un peso positivo a aquellas características cuyo valor es deseable que sea bajo (como el coeficiente de capital). Se les asigna un "peso" negativo a aquellas características cuyo valor es deseable que sea alto (relación capital-producto). La determinación del valor absoluto de los "pesos" queda al criterio personal del operador.

iv) Vittorio Marrama propone el siguiente método:

1.—Comprobación de los proyectos con el método de análisis de beneficio-costos. Las relaciones beneficio-costos definirán una prioridad de los proyectos. Sólo se incluyen los proyectos cuya relación beneficio-costos es mayor que 1. El presupuesto disponible fijará la extensión del programa de inversiones.

2.—Las inversiones para bienestar social, se mezclan con arreglo al sistema de análisis beneficio-costos, (1). Su objetivo es obtener un programa en el cual los proyectos para bienestar social (de relación beneficio-costos, bajo o incluso negativo) se consideren de igual categoría que los proyectos así analizados (1).

3.—El programa se revisa con los criterios siguientes:

a) Beneficios acumulados de proyectos integrales. Algunas veces se tiene que limitar el tamaño de un proyecto, aún a riesgo de perder las dimensiones óptimas (y por tanto, una pérdida económica), pero esta pérdida puede ser más que compensada por la ganancia neta de otros proyectos. Parece ser que el método de análisis de beneficio-costos es más adecuado cuando se aplica a grupos integrados de proyectos (o sea a un plan regional) que cuando se usa para la estimación de proyectos aislados.

b) Necesidad de capital para beneficios sociales. La inclusión de proyectos para beneficio social dentro de la estimación de programación, debe estar limitada a aquellos que sirvan de complemento a otros proyectos del programa. Esta afirmación se basa en el hecho de que los proyectos para beneficio social tienen,

por naturaleza, una relación beneficio-costo bastante baja, y quedaría fuera del programa si se hace una selección estricta bajo ese sistema (a). "Teóricamente, la inclusión (de proyectos para beneficio social) no debe ir más allá del punto en que desaparezcan los efectos indirectos sobre otros proyectos, es decir, cuando los beneficios sociales se tengan que justificar económicamente tomando en consideración posibles desarrollos futuros de la región en donde se localizan". (Vittorio Marrama).

c) Efecto en la balanza de pagos. El criterio de la balanza de pagos es muy importante, en especial cuando el país sufre un desequilibrio estructural (que es el caso en la mayoría de los países subdesarrollados). La balanza de pagos puede ser afectada por cambios en la exportación o en la importación. Para los fines de programación, se predice el efecto importación-exportación de cada proyecto. La preferencia la tienen los proyectos o grupos de proyectos que producen un ingreso mayor de divisas extranjeras.

d) Distribución de ingresos. Siendo todas las demás características iguales, se le dará preferencia a los proyectos que produzcan una mejor distribución de ingresos. La importancia relativa de la distribución de ingresos queda fijada por las características regionales (niveles de vida, inflación, etc.).

Se aplica la lista de comprobaciones a cada proyecto o grupo de proyecto y se obtiene un conjunto de prioridades parciales. Es necesario formar un programa final tras el análisis de las listas parciales. La inclusión de "pesos" para cualificar las características, simplifica el proceso de análisis final. De todas maneras, el resultado será una solución basada en criterios personales.

6 - d. Aspectos sociales

La acción social consiste en dos formas de contacto con los integrantes de una comunidad: como unidades integrantes de un grupo y como individuos aislados.

En el caso de la acción social aplicada a grupos, se tiene como base la ley de los grandes agregados, para poder obtener una cierta normalización de características. Las peculiaridades del grupo están determinadas por la frecuencia de su expresión, y las características individuales quedan absorbidas en la masa. Para el planeador es más sencillo el trabajo con grupos, pero para el individuo representa un tratamiento similar al que tradicionalmente proporciona la industria y la administración de grandes agregados humanos.

El individuo se resiste a ser considerado sólo como un número y se han creado fricciones sociales que se encuentran en todos los grupos modernos. La planeación social debe encontrar soluciones a estas fricciones, pero si la planeación sólo se realiza en términos de grupos, el problema resulta casi insoluble.

La planeación social referida al individuo la realiza la rama de "desarrollo de la comunidad", que complementa a la planeación social de grupos.

Un punto importante de la planeación social es la forma de evitar el paternalismo. El concepto social del paternalismo se ha aplicado esencialmente en los aspectos industriales, pero al mismo fenómeno se puede presentar en la planeación regional. El paternalismo sólo está justificado cuando se aplica a seres humanos sólo que no están dotados de las facultades normales. La protección de la niñez y de personas inhabilitadas, puede contener cierto paternalismo, pero aun en este caso se debe encubrir con una apariencia de relaciones en un nivel de amistad.

El planeador sólo está en una posición privilegiada con respecto a la población local, en el sentido de que puede afectar a los asuntos sociales del grupo, pero no el sentido ético, el planeador es un sirviente de la comunidad. Es fácil que el planeador se considere a sí mismo como un benefactor y que espere agradecimiento de la sociedad que ha planeado, pero en realidad el planeador es función y producto de dicha sociedad.

En todas las regiones del mundo se encuentran un conjunto de valores espirituales característicos, los cuales no tienen que coincidir por necesidad con los del planeador forastero. Particularmente en las regiones sub-desarrolladas, se encuentran valores diferentes a los de zonas desarrolladas, y es deber del planeador llegar a identificarse con las características regionales para poderlas corregir o acentuar con pleno conocimiento. En otro caso el planeador puede ser considerado un "colonizador mental", y no estamos ya en época de colonizaciones.

En el pasado, las potencias coloniales tenían como principio ignorar las características regionales (en forma intencional o casual), colocándose en la posición intolerante de suponer que sus valores eran los únicos válidos en el universo. El planeador no puede tomar la misma posición intolerante, que eventualmente producirá fricciones sociales.

La forma de evitar estos problemas es que el planeador se identifique con la región y sus características, sin perder la visión de conjunto. De aquí se deduce que el mejor planeador será el oriundo de la región o el que tenga la suficiente sensibilidad como para adaptarse rápidamente. El experto internacional tiene campos de acción limitados a aspectos técnicos. Yo no creo en el experto que vive un mes en una región y escribe un tratado de la región acerca del pasado, presente y futuro de la comunidad, incluyendo soluciones de macro y micro-planeación social.

La planeación social se divide en tres aspectos principales:

a) *Socio-psicología*.—La finalidad es obtener la cooperación de la población local para la ejecución del plan regional. Se hace la difusión de las caracte-

rísticas del plan en todas las formas posibles (radio, televisión, publicaciones, conferencias, etc.). Es importante estudiar las proposiciones locales, para efectuar las correcciones necesarias cuando aún es tiempo. Se combinan los esfuerzos de todas las organizaciones locales para obtener una cooperación creadora de la población.

b) *Socio-estructural*.—El objetivo es ayudar a la población local a ajustar las estructuras comunales cuando éstas quedan afectadas por el plan o por cualquier otra causa (externas o internas a la comunidad).

c) *Servicios sociales*.—Consiste en la coordinación y planeación de los servicios sociales necesarios para la vida regional, tales como los de sanidad, educación, habitación, etc.

La intervención de la planeación social afecta a los diferentes aspectos del plan regional, ya sea planeando, coordinando o aconsejando a las demás secciones en los aspectos sociales.

Las inversiones en relación a beneficios sociales, se necesitan concertar según un programa de prioridades. Dada la dificultad para expresar los factores sociales en términos de fácil comparación, las prioridades se determinan con base en criterios puramente personales.

El Dr. J. Ponsioen propuso un sistema de determinación de prioridades de proyectos sociales. Cada proyecto se revisa con los siguientes medios:

- a) Relación lógica entre los proyectos;
- b) Aspectos financieros;
- c) Productividad (por proyecto);
- d) Identificación con los valores culturales.

Se hace una escala de valores y se califica en cada una de las revisiones, sumándose las calificaciones parciales. El valor absoluto de esta suma se compara y así se determina un programa de prioridades.

7. *Ejecución y operación.*

7 - a *Administración durante la construcción*

Las características particulares de la industria de la construcción, imponen una organización administrativa especial. Algunas de las características de la construcción son:

- a) Programaciones rígidas;
- b) Control de costos unitarios;
- c) Utilización de mano de obra especializada en forma intermitente;
- d) Coordinación estricta de las etapas constructivas;
- e) Control de materiales (cantidades, calidades);
- f) Control de especificaciones constructivas, etc.

Hasta ahora, la única forma de administración que satisface las condiciones impuestas por la construcción, es la centralizada.

La eficiencia en la construcción es función de administración, de la disponibilidad de materiales y mano de obra y de la programación de labores. Las inversiones en maquinaria para construcción son siempre altas y las cuotas de depreciación considerables, por lo cual se necesita utilizar en forma intensiva la maquinaria. Para ello se requiere una programación exacta de labores y una garantía en la continuidad de éstas (conservación, existencia de refacciones, operadores calificados, etc.). La administración centralizada puede asegurar más fácilmente dicha continuidad, siempre y cuando la centralización no se base en una organización burocrática complicada (especialmente para cuanto se refiere a compras de partes y de materiales).

Las construcciones públicas se pueden llevar a cabo siguiendo diferentes procedimientos administrativos. Los más característicos son los siguientes:

a) Construcciones realizadas directamente por el gobierno. A cargo de secciones especiales, organizadas internamente en forma centralizada y que dependen de un sector gubernamental particular (normalmente bajo el control del cuerpo de planeación o controlado por el mismo sector del gobierno del cual depende el cuerpo de planeación.

b) Construcciones "por administración". La construcción se lleva a cabo por compañías privadas y las obras son supervisadas por el gobierno. Las funciones de las compañías atañen sólo a la administración de labores pero no a la compra de materiales. El gobierno traza los programas de trabajo y los métodos de construcción y vigila la calidad de ésta (supervisiones, pruebas de materiales, pruebas de carga, etc.). En los contratos se especifica la forma de pagos de trabajos (normalmente por medio de estimaciones periódicas de avances de trabajos) y se fija un sistema de precios y multas en relación con el calendario de trabajo. Los contratos deben otorgarse por medio de concursos y con base en los precios unitarios ofrecidos por los contratistas.

Para el contratista, este sistema tiene la ventaja de que no le afectan los cambios de precios en el mercado de materiales (pero sí los de mano de obra) durante la construcción, porque estas fluctuaciones las absorbe el gobierno que es el comprador. Por otro lado, limita al contratista en la utilización de métodos constructivos diferentes a los utilizados por el gobierno.

Dicho sistema es conveniente para el gobierno cuando las compañías constructoras disponibles son sólo de mediana capacidad. Sin embargo, deben crearse cuerpos supervisores y organizaciones para la compra y administración de materiales. Una ventaja es la facilidad que con tal sistema se tiene para apli-

car métodos especiales de construcción (labor intensiva, utilización de mano de obra desocupada no especializada, etc.).

c) Construcciones "por contrato". Toda la organización y administración de las labores queda en manos del contratista (compras, métodos de construcción, dirección del personal, control de costos, etc.). El gobierno sólo controla la calidad de materiales y de construcción y vigila la observación de especificaciones. El contrato se hace con base de "construcción terminada". Los pagos se efectúan periódicamente con base en estimaciones anticipadas.

Este sistema es muy atractivo para el contratista (en una situación de precios estables), porque existe la posibilidad de obtener mayor beneficio según su habilidad para organizar los trabajos y para aplicar los métodos constructivos más eficientes.

Para el gobierno es el más conveniente porque le evita establecer grandes organizaciones administrativas (compras, administración de materiales, etc.) que requieren la utilización de técnicos y de mano de obra especializada.

Cualquiera que sea el sistema de administrar las construcciones, se necesita elaborar un conjunto de especificaciones que garanticen la calidad de los trabajos. Es deseable que dichas especificaciones sean elaboradas y publicadas con suficiente anticipación para asegurar su difusión y evitar posteriores problemas administrativos.

En una situación inflacionaria el sistema "por contrato" es el más conveniente para el gobierno; sin embargo se puede aplicar el sistema "por administración", si el financiamiento se realiza con préstamos internacionales. En caso contrario, se deben adoptar medidas para prevenir las fluctuaciones (pronóstico de precios) y elaborar los presupuestos necesarios (fondos para imprevistos), ajustándolos periódicamente a los precios unitarios del mercado.

7 - b. Administración durante la operación

Es necesario adoptar medidas especiales para llevar a cabo el cambio de administración de estructuras después de su construcción. El cambio debe hacerse en forma fluida y con un plan preconcebido y dado a conocer con anterioridad con el fin de evitar fricciones y ajustes apresurados. Algunas estructuras quedan a cargo del ministerio correspondiente; otras corresponden a las autoridades locales, organizaciones comunales (cooperativas, asociaciones, etc.) y las hay que funcionan en forma independiente. Los poderes de operación deben quedar relacionados con las funciones particulares del operador (ministerio, autoridad local, etc.) y con la posición administrativa del mismo. Esto es necesario para asegurar que las diferentes estructuras relacionadas entre sí van a funcionar en la forma más eficiente posible.

Algunas veces es menester introducir cambios en la distribución de áreas administrativas para ajustarlas a las nuevas condiciones, evitando así interpretaciones erróneas sobre derechos y deberes.

Las fronteras administrativas lógicas deben quedar fijadas de acuerdo con los elementos topográficos (canales, carreteras, ríos, etc.) y con las áreas de operación de las estructuras (zonas de riego, zonas desecadas, etc.). El cambio de fronteras administrativas implica una cierta labor parlamentaria y de convencimiento de la población local. Todo esto lleva un tiempo apreciable, por lo que se recomienda que se lleve a cabo tan pronto como se haya definido la proyección con el fin de poder aplicar las nuevas fronteras al terminarse el período de construcción. Se deben adoptar precauciones al planear las nuevas fronteras, para no producir trastornos en el desarrollo futuro de la región (centros de gravedad, cambios de centros de interés, etc.).

En el caso de que el plan regional esté aplicado a reclamación de tierras, el planeador dispone de mayor libertad para la determinación de las fronteras administrativas de las áreas reclamadas. Ch.A.P. Takes propone algunas reglas generales para este propósito. Las reglas son:

a) Incluir villas y poblados completos en cada distrito.

b) Dentro de lo posible, se debe procurar crear distritos con un interés común (agricultura especializada, industria, irrigación de un sistema, etc.).

c) El área de cada distrito debe ser más o menos redonda (centro de gravedad localizado y a igual distancia de todos los puntos).

d) Se debe evitar tener dos o más pueblos importantes de igual categoría. Así se evitan perturbaciones debidas a competencias indeseables, celos administrativos, etc.

e) Las fronteras de los distritos deben coincidir con los elementos del paisaje. Se deben evitar las fronteras que cortan zonas construidas (condición a).

f) No se deben incluir zonas urbanas importantes y zonas rurales en el mismo distrito. La experiencia ha mostrado que las zonas rurales sufren un desinterés de parte de la administración, cuando una zona urbana se incluye en el distrito.

Se debe adiestrar al personal de la localidad que vaya a encargarse de las nuevas estructuras y de las unidades administrativas de nueva creación. Este entrenamiento se inicia desde antes de la ejecución de labores, para poder asegurar una administración eficiente desde el principio de su aplicación. Un buen método de entrenamiento consiste en incluir a este personal en el cuerpo planeador desde que el proceso se inicia. Indirectamente, esta medida puede crear una cooperación valiosa entre la población y las autoridades locales en el proceso de la planeación.

8.—Planeación regional en Holanda

La planeación regional que se ha desarrollado en Holanda tiene como antecedentes los siguientes factores:

a.—Presión de la población. La población total de Holanda era en 1953 de 10.493,000 y tiene un área total de 3.350,000 hectáreas. La densidad media resultante es de 324 habitantes por kilómetro cuadrado (una de las más altas del mundo). El desarrollo característico del país ha producido una gran concentración de zonas urbanas en la parte Oeste (principalmente por razones histórico-económicas). En esta parte del país se tiene una densidad media de población de 745 habitantes por kilómetro cuadrado, en tanto que en el resto del país la densidad es de 215 habitantes por kilómetro cuadrado.

b.—Uso del terreno nacional. La distribución del terreno en Holanda es el siguiente (datos de 1953):

| USO | Ha. | % |
|---|-----------|-------|
| Horticultura | 150,000 | 4 |
| Agricultura | 1.050,000 | 31 |
| Pastos | 1.400,000 | 41.8 |
| Bosques | 255,000 | 7.7 |
| Baldíos | 205,000 | 6.2 |
| Area construída carreteras, canales, aeropuertos, etc. . | | |
| aeropuertos, etc. | 310,000 | 9.3 |
| | <hr/> | <hr/> |
| | 3.300,000 | 100.0 |

c.—Descentralización administrativa. La administración pública de Holanda es de tipo descentralizado. Está formada por tres niveles básicos: municipios, provincias y Estado. Los municipios son más de 1,000 en total, y cada uno de ellos forma parte de una de las once provincias que forman el país. La población por provincias es muy variable así como el área comprendida por provincias (de 275,000 habitantes a 2,500,000 habitantes y de 152,000 Ha. a 500,000 Ha.)

El área comprendida por municipios varía entre los límites extremos de 42 Ha. a 35,818 Ha., en tanto que la población varía de 200 a 855,000 habitantes por municipio.

La descentralización característica concede a los municipios los mismos derechos y les asigna los mismos deberes, independientemente del tamaño y población de ellos. El Estado no otorga la autonomía y

el poder a municipios y provincias, sino que estas capacidades ya existen de por sí (de hecho, las provincias se unieron para formar el Estado). Esta posición explica la actitud mental responsable de la población y de las autoridades locales hacia los asuntos regionales (planeación, aprobación de medidas extraordinarias, etc.).

La base legal necesaria para fijar las facultades de los diferentes servicios de planeación, se desarrolló en la secuencia siguiente:

- 1901 = Acta de la habitación; otorgando poderes a los municipios para desarrollar planes urbanos (investigación, planeación, ejecución).
- 1932 = Acta adicional a la de la habitación, dando poderes a las provincias para la planeación parcial (especifica la clase y el tipo de mapas, tales como levantamientos topográficos, uso de tierras, etc.).
- 1941 = Acta que constituye la base legal para la creación de planes nacionales.
- 1950 = Acta provisional separada. Los planes tienen sus atribuciones y límites fijados por estatutos. Las facultades de planeación se concentran en el Consejo Legislativo Provincial (llamado "Estados provinciales") bajo la aprobación de la Corona.
- 1954 = Acta de consolidación. Los planes regionales se basan en los estatutos de esta Acta, que toma en cuenta todos los aspectos de los planes (aspectos físicos, sociales y económicos). Con esta base, el proceso de planeación se realiza fácilmente.

El resultado de esta actividad parlamentaria ha dado por resultado que el 91% de los municipios tengan planes preparados o en curso de preparación. El sistema de descentralización se ha hecho extensivo al proceso de la planeación regional, teniendo como base la organización administrativa existente y los estatutos de las actas.

Los planes municipales se subordinan a los planes provinciales, y éstos a su vez a los planes nacionales. No existe una subordinación directa entre el ministerio responsable de la planeación a un nivel nacional y las municipalidades. La conexión se establece a través del ministerio de "Waterstaat" o de los diputados respectivos. El sistema resulta sumamente estable por la relativa independencia para trazar los planes en cada nivel.

(Continuará)

Boletines Mareográficos

COSTAS DEL GOLFO Y PACIFICO

| ESTACION (INSTITUTO DE GEOFISICA) | 1960 | NIVEL MEDIO DEL MAR | | NIVEL DE MEDIA MAREA | | PLEAMAR MAXIMA | | | BAJAMAR MINIMA | | | AMPLITUD MAXIMA EN UN DIA | | | AMPLITUD MAXIMA ABSOLUTA | |
|--------------------------------------|-------|------------------------|--------|-------------------------|--------|----------------|------|--------|----------------|------|--------|------------------------------|------|--------|-----------------------------|--------|
| | | Pies | Metros | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Pies | Metros |
| ENSENADA, B. C. | SEPT. | 5.756 | 1.754 | 5.765 | 1.757 | 14 | 8.8 | 2.682 | 15 | 2.5 | 0.762 | 15 | 5.3 | 1.615 | 6.3 | 1.920 |
| GUAYMAS, SON. | SEPT. | 8.805 | 2.684 | 8.833 | 2.692 | 11 | 10.5 | 3.200 | 1 | 6.8 | 2.073 | 1 | 3.0 | 0.914 | 3.7 | 1.128 |
| TOPOLCAMP, SIN. | SEPT. | 6.007 | 1.831 | 5.988 | 1.825 | 3 | 8.2 | 2.499 | 1 | 3.6 | 1.097 | 1 | 4.5 | 1.372 | 4.6 | 1.402 |
| LA PAZ, B. C. | SEPT. | 6.442 | 1.964 | 6.464 | 1.970 | 9 | 10.2 | 3.109 | 1 | 4.1 | 1.250 | 9 | 4.7 | 1.432 | 6.1 | 1.859 |
| MAZATLAN, SIN. | SEPT. | 7.774 | 2.370 | 7.755 | 2.364 | 2 | 10.3 | 3.139 | 14 | 5.2 | 1.585 | 14 | 4.9 | 1.494 | 5.1 | 1.554 |
| MANZANILLO, COL. | SEPT. | 7.287 | 2.221 | 7.270 | 2.216 | 7 | 9.0 | 2.743 | 13 | 5.4 | 1.646 | 14 | 3.2 | 0.975 | 3.6 | 1.097 |
| ACAPULCO, GRO. | SEPT. | 4.895 | 1.492 | 4.894 | 1.492 | 8 | 6.3 | 1.920 | 11 | 3.2 | 0.975 | 11 | 2.8 | 0.853 | 3.1 | 0.945 |
| SALINA CRUZ, OAX. | SEPT. | 4.681 | 1.427 | 4.690 | 1.430 | 8 | 7.4 | 2.256 | 8 | 2.0 | 0.610 | 8 | 5.4 | 1.646 | 5.4 | 1.646 |

| ESTACION (INSTITUTO DE GEOFISICA) | 1960 MES | NIVEL MEDIO DEL MAR | | NIVEL DE MEDIA MAREA | | PLEAMAR MAXIMA | | | BAJAMAR MINIMA | | | AMPLITUD MAXIMA EN UN DIA | | | AMPLITUD MAXIMA ABSOLUTA | |
|--------------------------------------|-------------|------------------------|--------|-------------------------|--------|----------------|------|--------|----------------|------|--------|------------------------------|------|--------|-----------------------------|--------|
| | | Pies | Metros | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Pies | Metros |
| TAMPICO, TAMPS. | SEPT. | 1.707 | 0.520 | 1.700 | 0.518 | 15 | 2.8 | 0.853 | 9 | 0.5 | 0.152 | 9 | 1.5 | 0.457 | 2.3 | 0.701 |
| TUXPAN, VER. | SEPT. | 4.380 | 1.335 | 4.349 | 1.326 | 15 | 5.4 | 1.646 | 8 | 3.0 | 0.914 | 11 | 1.8 | 0.549 | 2.4 | 0.732 |
| VERACRUZ, VER. | SEPT. | 5.037 | 1.535 | 5.022 | 1.531 | 14 | 6.1 | 1.859 | 9 | 3.7 | 1.128 | 9 | 1.8 | 0.549 | 2.4 | 0.732 |
| ALVARADO, VER. | SEPT. | 5.449 | 1.661 | 5.425 | 1.654 | 14 | 6.4 | 1.961 | 9 | 4.2 | 1.280 | 9 | 1.6 | 0.488 | 2.2 | 0.670 |
| COATZACOALCOS, VER. | SEPT. | 6.802 | 2.073 | 6.788 | 2.069 | 14 | 7.8 | 2.377 | 10 | 5.5 | 1.676 | 10 | 1.6 | 0.488 | 2.3 | 0.701 |
| C. DEL CARMEN, CAMP. | SEPT. | 5.348 | 1.630 | 5.330 | 1.624 | 22 | 6.6 | 2.012 | 4 | 3.9 | 1.189 | | | | 2.7 | 0.823 |
| PROGRESO, YUC. | SEPT. | 4.372 | 1.332 | 4.312 | 1.314 | 24 | 5.6 | 1.707 | 3 | 2.8 | 0.853 | 10 | 2.1 | 0.640 | 2.8 | 0.853 |

| ESTACION (INSTITUTO DE GEOFISICA) | 1960 | NIVEL MEDIO DEL MAR | | NIVEL DE MEDIA MAREA | | PLEAMAR MAXIMA | | | BAJAMAR MINIMA | | | AMPLITUD MAXIMA EN UN DIA | | | AMPLITUD MAXIMA ABSOLUTA | |
|--------------------------------------|------|------------------------|--------|-------------------------|--------|----------------|------|--------|----------------|------|--------|------------------------------|------|--------|-----------------------------|--------|
| | | Pies | Metros | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Pies | Metros |
| ENSENADA, B. C. | OCT. | 5.751 | 1.753 | 5.766 | 1.757 | 31 | 9.1 | 2.774 | 31 | 1.9 | 0.579 | 31 | 7.2 | 2.194 | 7.2 | 2.194 |
| GUAYMAS, SON. | OCT. | 8.447 | 2.575 | 8.474 | 2.583 | 1 | 10.2 | 3.109 | 31 | 6.3 | 1.920 | 31 | 3.2 | 0.975 | 3.9 | 1.189 |
| TOPOLCAMP, SIN. | OCT. | 5.877 | 1.791 | 5.887 | 1.794 | 2 | 8.5 | 2.591 | 31 | 2.8 | 0.853 | 31 | 5.5 | 1.676 | 5.7 | 1.737 |
| LA PAZ, B. C. | OCT. | 6.387 | 1.947 | 6.395 | 1.949 | 4 | 8.5 | 2.591 | 4 | 4.4 | 1.341 | 4 | 4.1 | 1.250 | 4.1 | 1.250 |
| MAZATLAN, SIN. | OCT. | 7.702 | 2.348 | 7.724 | 2.354 | 3 | 10.8 | 3.292 | 31 | 4.4 | 1.341 | 31 | 5.9 | 1.798 | 6.4 | 1.951 |
| MANZANILLO, COL. | OCT. | 7.273 | 2.217 | 7.287 | 2.221 | 16 | 8.9 | 2.713 | 3 | 5.5 | 1.676 | 3 | 2.9 | 0.884 | 3.4 | 1.036 |
| ACAPULCO, GRO. | OCT. | 4.826 | 1.471 | 4.828 | 1.472 | 8 | 6.5 | 1.981 | 22 | 3.4 | 1.036 | 8 | 2.9 | 0.884 | 3.1 | 0.945 |
| SALINA CRUZ, OAX. | OCT. | 4.612 | 1.406 | 4.582 | 1.396 | 8 | 7.7 | 2.347 | 20 | 2.1 | 0.640 | 8 | 5.2 | 1.585 | 5.6 | 1.707 |

| ESTACION (INSTITUTO DE GEOFISICA) | 1958 | NIVEL MEDIO DEL MAR | | NIVEL DE MEDIA MAREA | | PLEAMAR MAXIMA | | | BAJAMAR MINIMA | | | AMPLITUD MAXIMA EN UN DIA | | | AMPLITUD MAXIMA ABSOLUTA | |
|--------------------------------------|------|------------------------|--------|-------------------------|--------|----------------|------|--------|----------------|------|--------|------------------------------|------|--------|-----------------------------|--------|
| | | Pies | Metros | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Pies | Metros |
| TAMPICO, TAMPS. | OCT. | 2.128 | 0.649 | 2.124 | 0.647 | 16 | 3.2 | 0.975 | 5 | 0.7 | 0.213 | 5 | 1.8 | 0.549 | 2.5 | 0.762 |
| TUXPAN, VER. | OCT. | 4.677 | 1.419 | 4.640 | 1.414 | 16 | 5.8 | 1.768 | 5 | 3.1 | 0.945 | 5 | 1.9 | 0.579 | 2.7 | 0.823 |
| VERACRUZ, VER. | OCT. | 5.253 | 1.601 | 5.267 | 1.605 | 18 | 6.9 | 2.103 | 5 | 3.6 | 1.097 | 5 | 2.0 | 0.610 | 3.3 | 1.006 |
| ALVARADO, VER. | OCT. | 5.744 | 1.751 | 5.698 | 1.737 | 18 | 7.5 | 2.286 | 5 | 4.0 | 1.219 | 5 | 1.6 | 0.549 | 3.5 | 1.067 |
| COATZACOALCOS, VER. | OCT. | 7.090 | 2.161 | 7.058 | 2.151 | 18 | 8.7 | 2.652 | 5 | 5.3 | 1.615 | 5 | 1.7 | 0.518 | 3.4 | 1.036 |
| C. DEL CARMEN, CAMP. | OCT. | 5.704 | 1.738 | 5.651 | 1.722 | 18 | 7.8 | 2.377 | 4 | 4.1 | 1.250 | 4 | 1.9 | 0.579 | 3.7 | 1.128 |
| PROGRESO, YUC. | OCT. | 4.665 | 1.422 | 4.560 | 1.390 | 19 | 6.6 | 2.012 | 5 | 2.8 | 0.853 | 9 | 2.3 | 0.701 | 3.8 | 1.158 |

| ESTACION (INSTITUTO DE GEOFISICA) | 1960 | NIVEL MEDIO DEL MAR | | NIVEL DE MEDIA MAREA | | PLEAMAR MAXIMA | | | BAJAMAR MINIMA | | | AMPLITUD MAXIMA EN UN DIA | | | AMPLITUD MAXIMA ABSOLUTA | |
|--------------------------------------|------|------------------------|--------|-------------------------|--------|----------------|------|--------|----------------|------|--------|------------------------------|------|--------|-----------------------------|--------|
| | | Pies | Metros | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Pies | Metros |
| ENSENADA, B. C. | NOV. | 5.455 | 1.663 | 5.467 | 1.666 | 30 | 9.6 | 2.926 | 30 | 1.3 | 0.396 | 30 | 8.3 | 2.530 | 8.3 | 2.530 |
| GUAYMAS, SON. | NOV. | 7.766 | 2.367 | 7.785 | 2.373 | 1 | 9.8 | 2.987 | 29 | 5.1 | 1.554 | 29 | 4.0 | 1.219 | 4.7 | 1.432 |
| TOPOLCABAMPO, SIN. | NOV. | 5.116 | 1.559 | 5.109 | 1.557 | 1 | 8.0 | 2.438 | 30 | 2.1 | 0.640 | 4, 2 | 4.2 | 1.280 | 5.9 | 1.798 |
| LA PAZ, B. C. | NOV. | 6.068 | 1.850 | 6.085 | 1.855 | 30 | 8.8 | 2.682 | 30 | 3.4 | 1.036 | 30 | 5.4 | 1.646 | 5.4 | 1.646 |
| MAZATLAN, SIN. | NOV. | 7.208 | 2.197 | 7.217 | 2.200 | 30 | 10.4 | 3.170 | 30 | 3.9 | 1.189 | 30 | 6.5 | 1.981 | 6.5 | 1.981 |
| MANZANILLO, COL. | NOV. | | | | | | | | | | | | | | | |
| ACAPULCO, GRO. | NOV. | 4.567 | 1.392 | 4.557 | 1.389 | 7 | 6.1 | 1.859 | 5 | 2.9 | 0.884 | 7 | 2.8 | 0.853 | 3.2 | 0.975 |
| SALINA CRUZ, OAX. | NOV. | 4.141 | 1.262 | 4.164 | 1.269 | 5 | 7.4 | 2.256 | 29 | 1.2 | 0.366 | 5 | 5.4 | 1.646 | 6.2 | 1.890 |

| ESTACION (INSTITUTO DE GEOFISICA) | 1960 | NIVEL MEDIO DEL MAR | | NIVEL DE MEDIA MAREA | | PLEAMAR MAXIMA | | | BAJAMAR MINIMA | | | AMPLITUD MAXIMA EN UN DIA | | | AMPLITUD MAXIMA ABSOLUTA | |
|--------------------------------------|------|------------------------|--------|-------------------------|--------|----------------|------|--------|----------------|------|--------|------------------------------|------|--------|-----------------------------|--------|
| | | Pies | Metros | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Pies | Metros |
| TAMPICO, TAMPS. | NOV. | 1.766 | 0.538 | 1.758 | 0.536 | 2 | 2.8 | 0.853 | 30 | -0.2 | -0.061 | 30 | 2.3 | 0.701 | 3.0 | 0.914 |
| TUXPAN, VER. | NOV. | 4.386 | 1.377 | 4.340 | 1.323 | 2 | 5.7 | 1.737 | 30 | 2.4 | 0.732 | 2 | 2.5 | 0.762 | 3.3 | 1.006 |
| VERACRUZ, VER. | NOV. | 5.054 | 1.540 | 4.922 | 1.522 | 17 | 6.4 | 1.951 | 30 | 3.2 | 0.975 | 30 | 2.7 | 0.823 | 3.2 | 0.975 |
| ALVARADO, VER. | NOV. | 5.605 | 1.708 | 5.532 | 1.686 | 6 | 7.7 | 2.347 | 30 | 3.8 | 1.158 | 6 | 2.3 | 0.701 | 3.9 | 1.189 |
| COATZACOALCOS, VER. | NOV. | 6.857 | 2.090 | 6.766 | 2.062 | 7 | 8.8 | 2.682 | 30 | 4.5 | 1.372 | 30 | 2.1 | 0.640 | 4.3 | 1.311 |
| C. DEL CARMEN, CAMP. | NOV. | 5.545 | 1.690 | 5.545 | 1.690 | 7 | 7.6 | 2.316 | 17 | 4.0 | 1.219 | 2 | 2.2 | 0.670 | 3.6 | 1.097 |
| PROGRESO, YUC. | NOV. | 4.538 | 1.383 | 4.516 | 1.376 | 20 | 6.2 | 1.890 | 29 | 1.9 | 0.579 | 29 | 2.8 | 0.853 | 4.3 | 1.311 |

| ESTACION (INSTITUTO DE GEOFISICA) | 1960 | NIVEL MEDIO DEL MAR | | NIVEL DE MEDIA MAREA | | PLEAMAR MAXIMA | | | BAJAMAR MINIMA | | | AMPLITUD MAXIMA EN UN DIA | | | AMPLITUD MAXIMA ABSOLUTA | |
|--------------------------------------|------|------------------------|--------|-------------------------|--------|----------------|------|--------|----------------|------|--------|------------------------------|------|--------|-----------------------------|--------|
| | | Pies | Metros | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Pies | Metros |
| ENSENADA, B. C. | DIC. | 5.644 | 1.720 | 5.670 | 1.728 | 29 | 10.0 | 3.048 | 29 | 1.2 | 0.366 | 29 | 8.8 | 2.682 | 8.8 | 2.682 |
| GUAYMAS, SON. | DIC. | 7.659 | 2.334 | 7.699 | 2.347 | 29 | 9.1 | 2.774 | 29 | 4.8 | 1.463 | 29 | 4.3 | 1.311 | 4.3 | 1.311 |
| TOPOLCABAMPO, SIN. | DIC. | 5.045 | 1.538 | 5.077 | 1.547 | 1 | 7.8 | 2.377 | 1 | 2.1 | 0.640 | 1 | 5.7 | 1.737 | 5.7 | 1.737 |
| LA PAZ, B. C. | DIC. | 5.875 | 1.791 | 5.920 | 1.804 | 1 | 8.8 | 2.682 | 29 | 3.1 | 0.945 | 29 | 5.4 | 1.646 | 5.7 | 1.737 |
| MAZATLAN, SIN. | DIC. | 7.068 | 2.154 | 7.065 | 2.153 | 29 | 10.3 | 3.193 | 28 | 3.6 | 1.097 | 29 | 6.6 | 2.012 | 6.7 | 2.042 |
| MANZANILLO, COL. | DIC. | | | | | | | | | | | | | | | |
| ACAPULCO, GRO. | DIC. | 4.551 | 1.387 | 4.557 | 1.389 | 3 | 6.6 | 2.012 | 27 | 3.2 | 0.975 | 27 | 2.6 | 0.972 | 3.4 | 1.036 |
| SALINA CRUZ, OAX. | DIC. | 4.179 | 1.274 | 4.189 | 1.277 | 31 | 7.4 | 2.256 | 3 | 1.1 | 0.335 | 31 | 5.2 | 1.585 | 6.3 | 1.920 |

| ESTACION (INSTITUTO DE GEOFISICA) | 1960 | NIVEL MEDIO DEL MAR | | NIVEL DE MEDIA MAREA | | PLEAMAR MAXIMA | | | BAJAMAR MINIMA | | | AMPLITUD MAXIMA EN UN DIA | | | AMPLITUD MAXIMA ABSOLUTA | |
|--------------------------------------|------|------------------------|--------|-------------------------|--------|----------------|------|--------|----------------|------|--------|------------------------------|------|--------|-----------------------------|--------|
| | | Pies | Metros | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Día | Pies | Metros | Pies | Metros |
| TAMPICO, TAMPS. | DIC. | 1.279 | 0.390 | 1.205 | 0.367 | 27 | 2.5 | 0.762 | 1 | -0.3 | -0.091 | 1 | 2.3 | 0.701 | 2.8 | 0.853 |
| TUXPAN, VER. | DIC. | | | | | | | | | | | | | | | |
| VERACRUZ, VER. | DIC. | 4.523 | 1.379 | 4.449 | 1.356 | 30 | 5.8 | 1.768 | 2 | 2.8 | 0.853 | 30 | 2.9 | 0.884 | 3.0 | 0.914 |
| ALVARADO, VER. | DIC. | 4.859 | 1.481 | 4.794 | 1.461 | 6 | 5.9 | 1.798 | 2 | 3.3 | 1.006 | 2 | 2.3 | 0.701 | 2.6 | 0.792 |
| COATZACOALCOS, VER. | DIC. | | | | | | | | | | | | | | | |
| C. DEL CARMEN, CAMP. | DIC. | 5.061 | 1.542 | 5.094 | 1.553 | 1 | 6.2 | 1.890 | 16 | 3.7 | 1.128 | 1 | 2.2 | 0.670 | 2.5 | 0.762 |
| PROGRESO, YUC. | DIC. | 4.018 | 1.223 | 4.028 | 1.228 | 2 | 5.4 | 1.646 | 30 | 2.1 | 0.640 | 30 | 3.0 | 0.914 | 3.3 | 1.006 |

ING. ANTONIO RODRIGUEZ MEJIA
CONTRATISTA



OBRAS

PORTUARIAS

CAMINOS

OFICINAS GENERALES

Calle 20 No. 162 Cd. Victoria, Tamps.

OFICINAS EN MEXICO, D. F.

Av. Copilco No. 203 Tel. 48-43-11

Fraccionamiento Copilco-Universidad



CONSTRUCCIONES EN GENERAL

MARITIMAS

OBRAS: CAMINOS

EDIFICIOS

«OO»

Lic. MARIO ORTEGA SANCHEZ

Gerente General

MEXICO 6, D. F.

CONSTRUCTORA
“ATHENAS”
S. A.

OBRAS MARITIMAS

Y

PORTUARIAS

*Faros, Muelles, Edificios
Construcciones en General*

- * * -

MILWAUKEE No. 40
COL. NAPOLES

TELEFONO:
23 - 12 - 42

CORTESIA
CONSTRUCTORA AZTLAN,
S. A.

*

INGENIERO

HECTOR POINSOT REYES

PRESIDENTE

*

Tlacotalpan No. 6-B

Despacho 201

Tels. 14-05-27 y 14-10-53

MEXICO, D. F.

GREMIO UNIDO DE ALIJADORES, S. C. de R. L.

FRANCISCO G. MARTINEZ
Gerente General

GERARDO GOMEZ
Representante en México, D. F.

ING. IGNACIO MORENO GALAN
Asesor Técnico de las Obras

CONSTRUCCION Y ESTIBA CON MAS DE 30 AÑOS DE EXPERIENCIA



Oficinas Generales:
EDIFICIO "ALIJADORES"
Madero y Alfaro, Tampico, Tamps.

Oficinas en México, D. F.
BOLIVAR 31 DESP. 13
TEL. 12-15-17

CIA. GUERRA, S. A.

Ingenieros Civiles y Contratistas



CARRETERAS - PAVIMENTOS
OBRAS PORTUARIAS
ESTUDIOS - PROYECTOS



Nuestro Esfuerzo
Nuestra Técnica y
Nuestra Responsabilidad
Al Servicio del Progreso de México



DOMICILIO:
Paseo de la Reforma 369 - 5

TELEFONOS:
25-62-86 25-62-87
MEXICO, D. F.

ICONSA

INGENIEROS Y CONTRATISTAS, S. A.

Construcciones en General

ING. ALBERTO FRANCO S.
Gerente General

- OBRAS PORTUARIAS
- CAMINOS
- EDIFICIOS
- OBRAS VARIAS

Teléfonos: 28-55-84, 28-55-91 y 25-20-87

Darwin 102
México 5, D. F.