

7
29



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**Escuela Nacional de Estudios Profesionales
ACATLAN**

**"PROYECTO EJECUTIVO DE UN ACCESO NAVEGABLE
EN LA LAGUNA MADRE, TAMPS."**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
*INGENIERO CIVIL***

**P R E S E N T A :
FERNANDO GARCIA GARCIA**



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
COORDINACIÓN DEL PROGRAMA DE INGENIERÍA

CI/085/1987.

SR. FERNANDO GARCIA GARCIA
Alumno de la carrera de Ingeniería
Civil.
P r e s e n t e .

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 19 de julio de 1985, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Proyecto Ejecutivo de un Acceso Navagable en la Laguna Madre, Tamps.", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- Antecedentes.
- I.- Régimen de Costas.
- II.- Establecimiento de una Función Empírica de Transporte Litoral para el Sitio.
- III.- Estimación del Transporte Litoral que Afecta al Acceso - del Mezquital.
- IV.- Estimación del Transporte Eólico que Afecta al Acceso - del Mezquital.
- V.- Estimación de la Estabilidad de la Boca.
- VI.- Proyecto de las Obras de Protección.
- VII.- Justificación Económica.
- Conclusiones y Recomendaciones.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Jorge Meyer Corral.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 22 de mayo de 1987.

ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
Coordinador del Programa de Ingeniería de ACATLÁN
PROGRAMA DE INGENIERÍA

I N D I C E

	PAG.
INTRODUCCION.	1
ANTECEDENTES.	6
CAP. I. REGIMEN DE COSTAS.	13
1.- Muestreos de Sedimentos y Medición de corrientes Playeras.	14
2.- Medición de Mareas y corrientes de -- marea.	17
3.- Medición de olas, viento y transporte eólico.	20
4.- Medición y Localización de la acumulación del Transporte litoral en el ac--ceso.	26
CAP. II. ESTABLECIMIENTO DE UNA FUNCION EMPIRICA DEL --TRANSPORTE LITORAL PARA EL SITIO.	28
1.- Determinación de los ángulos de inci--dencia del oleaje.	36
2.- Energía producida por el oleaje.	40
3.- Energía del oleaje medido.	45
4.- Función empírica de transporte litoral.	48

	PAG.
CAP. III. ESTIMACION DEL TRANSPORTE LITORAL QUE AFECTA AL ACCESO DEL MEZQUITAL.	50
CAP. IV. ESTIMACION DEL TRANSPORTE EOLICO QUE AFECTA AL ACCESO DEL MEZQUITAL.	55
CAP. V. ESTIMACION DE LA ESTABILIDAD DE LA BOCA DEL MEZQUITAL.	66
1.- Cálculos hidráulicos de mareas, -- -- corrientes de marea y prisma de marea.	70
2.- Cálculo de la estabilidad de la boca por el método de Escoffier.	77
3.- Cálculo de la estabilidad de la boca por el método de O'Brien.	89
4.- Evaluación de la estabilidad de la entrada según el criterio de Per Bruun.	93
5.- Conclusiones y recomendaciones preliminares para el proyecto.	95
CAP. VI. PROYECTO DE LAS OBRAS DE PROTECCION.	98
1.- Estudio de olas de diseño.	100
2.- Diseño de las obras marítimas de protección desde el punto de vista funcional y estabilidad.	119

	PAG.
3.1.- Alternativa 1	145
3.2.- Alternativa 2	149
3.3.- Alternativa 3	150
3.4.- Alternativa 4	155
4.- Costos de proyecto de las alternativas	156
CAP. VII. JUSTIFICACION ECONOMICA.	167
1.- Beneficios derivados de la construcción de las obras de protección.	167
2.- Indicadores económicos.	175
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	176
BIBLIOGRAFIA.	180
ANEXO I - REGIMEN DE COSTAS.	181
PLANOS DEL PROYECTO.	208

INTRODUCCION.

El estudio de la naturaleza de algunos fenómenos marítimos, - como pueden ser las mareas, el oleaje y corrientes litorales- entre otros, ya sea en condiciones normales ó críticas, cobra particular importancia en un país como México, el cual cuenta con 10,000 km de litoral y por tanto con grandes perspectivas para el desarrollo portuario.

Para conocer ciertas características de estos fenómenos marítimos, que puedan ser aplicadas en modelos matemáticos ó hidráulicos se pueden emplear técnicas de medición de los factores que los producen, con objeto de obtener datos confiables, y así estar en condiciones de efectuar un diseño efectivo y práctico de la obra de defensa, protección e infraestructura-constitutivas de la obra marítima en cuestión.

Uno de los problemas más comunes que se presentan en los procesos costeros es el arrastre de sedimentos. Como es el caso del canal de comunicación localizado en la boca del Mezquital, el cual une a la Laguna Madre de Tamaulipas en su porción septentrional, con el Golfo de México.

Este canal se ve severamente afectado por el transporte de sedimentos litoral y eólico, los cuales ocasionan que dicho canal se encuentre azolvado casi en su totalidad. Ello es notorio, ya que en él se detectan profundidades máximas de solo dos metros en algunos tramos del canal. Debido a ello es imposible el acceso de barcos camaroneros ó tiburoneros (los cuales requieren un calado mínimo de 4 m.) hasta los muelles-granelero y pesquero que se localizan en los límites del canal con la Laguna Madre, por lo que éstos se encuentran prácticamente desaprovechados. Es por ello que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes a través de su Dirección General de Obras Marítimas encomendó a la compañía Bic Ingenieros Civi-

les S.A. de C.V., los estudios de campo y gabinete, tendientes a recabar información necesaria y elaborar el proyecto de las obras de protección que se requieran con objeto de hacer del Mezquital un puerto funcional y práctico.

Tanto en los estudios de campo, llevados a cabo en la boca del Mezquital, como en el proyecto de la obra realizados por la — compañía antes mencionada, participé personalmente. Para efectuar los estudios de campo, se me asignó el cargo de Ingeniero "A" dentro de una brigada integrada por otros dos Ingenieros, — dos topógrafos y seis ayudantes, participando directamente en la medición de la altura, periodo y dirección del oleaje; velocidad y amplitud de las mareas; velocidad y dirección del viento y corrientes playeras; así como en las cuatro batimetrías — levantadas en el tramo de canal entre escolleras, y en la supervisión de los trabajos de medición de transporte eólico de arena y de muestreo de sedimentos llevado a cabo en el canal — de comunicación y frente marino.

Con base en la experiencia obtenida es importante hacer resaltar que para llevar a cabo con éxito dicha campaña de medición es se requirió de una planeación cuidadosa de la misma, sobre la base de un conocimiento previo de las condiciones del lugar con objeto de prever las posibles contingencias que podrían — presentarse y evitar en un momento dado interrumpir las mediciones. Como por ejemplo, en el caso del olómetro consistente de un tubo de 4 pulgadas de diámetro, el cual se hincó 4 metros en el fondo marino con el fin de que resistiera los fuertes — oleajes del Noreste y del Este, sin embargo ello no fue suficiente y tal olómetro fue derribado en dos ocasiones por los — fuertes oleajes que ocurrieron durante los "Nortes". Pero, previendo una contingencia de tal tipo se optó por emplear un sistema de medición del oleaje mediante una boya, un tránsito y — un estadal (cuyo procedimiento se explica en el capítulo res—

pectivo), lo cual permitió continuar con las mediciones en forma normal. Lo mismo podríamos decir del anemógrafo, el cual a pesar de estar protegido, falló debido a la arena que se introdujo en su mecanismo, sin embargo se pudo continuar con las mediciones de velocidad del viento gracias a que se contaba con un anemómetro de repuesto.

Asimismo, se tuvo cuidado de ir verificando durante la campaña, que los datos obtenidos fueran confiables, ello mediante la correlación entre sí de los mismos con el fin de corregir posibles fallas técnicas ó humanas sobre la marcha, y optimizar la información recabada, para que cuando ésta se analizase con posterioridad para elaborar el proyecto, se contara con el mayor número de datos, minimizando la eliminación de información errónea.

Por otro lado, en cuanto a la elaboración del proyecto se refiere, colaboré en la mayor parte del desarrollo del mismo, pero -- principalmente en los estudios de cuantificación del transporte litoral y eólico y de determinación de estabilidad de la boca -- así como en el diseño de las obras de protección. El haber colaborado directamente en el desarrollo de todo el proyecto y además por considerarlo un trabajo sumamente interesante dentro del campo de la hidráulica marítima, son motivos que me impulsaron a presentarlo como Tesis Profesional.

El objetivo de esta tesis es mostrar , dentro de un caso real, - una secuencia a seguir que nos permita evaluar de una manera sencilla, el volumen de transporte litoral y eólico de sedimentos - que depositan en un canal de comunicación laguna-mar y determinar como este azolve afecta la estabilidad del mismo, todo lo anterior mediante la aplicación en ecuaciones empíricas de datos reales recopilados durante la realización de una campaña de mediciones. Además se tratará de ilustrar la forma en que el problema que padece el acceso puede ser resuelto, tomando en considera

ción que dicho canal debe ser estable y con suficiente calado -- (4 m mínimo) para garantizar su navegabilidad durante todos los días del año.

En la sección titulada Antecedentes, se contempla la descripción de las condiciones en que se encontraba la Boca del Mezquital, - en base a una visita realizada al lugar antes de efectuar los estudios de campo.

En el capítulo I, se dá una breve descripción de los procedimientos utilizados para llevar a cabo las mediciones de campo, tales como oleaje, mareas, viento, etc. presentándose en el Anexo I -- los resultados de las mismas. Los Capítulos II y III, están dedicados al estudio y cuantificación del transporte litoral de sedimentos. Con la ayuda de los datos recopilados en campo se deduce, en el capítulo II, una función empírica de transporte litoral representativa del Mezquital y posteriormente, en el Capítulo III, mediante la aplicación de información estadística en dicha función, se calcula el volumen de azolve debido a ese agente. Por otra parte, la estimación del volumen de azolve aportado por el transporte eólico, se realiza en el Capítulo IV, cuantificándolo en forma similar al transporte litoral, es decir, se obtienen -- funciones representativas del sitio, basadas en las mediciones de campo, para después aplicar en ellas los datos estadísticos disponibles. En el Capítulo V, se evalúa la estabilidad de la -- boca en condiciones actuales, mediante tres criterios diferentes, con el fin de determinar su funcionamiento hidráulico. Para ello se utilizan los volúmenes de transporte litoral y eólico calculados en los Capítulos III y IV, así como el prisma de marea que ocurre en el canal.

Posteriormente conociendo ya la magnitud del problema, en el Capítulo VI, se presentan 4 alternativas de solución técnica y eco

nómicamente factibles y se elabora el proyecto de las obras de protección necesarias para estabilizar el canal.

Finalmente en el Capítulo VII, se efectúa una evaluación económica de las 4 alternativas propuestas con el fin de compararlas entre ellas y elegir aquella de la cual se obtenga la mayor relación Beneficio/Costo (B/C). Para ello también se hace una evaluación de los beneficios que se lograrían con la rehabilitación del Mezquital.

En los capítulos II al VI inclusive, se presenta en primera instancia la Teoría de apoyo para la solución del problema y enseñanza, la aplicación práctica de dicha Teoría. Las referencias bibliográficas que se mencionan en cada capítulo, aparecen al final del mismo.

El diseño de las obras de protección con base en datos reales y confiables, así como un análisis económico que justifique la realización de dichas obras, son aspectos entre otros que caracterizan a un proyecto de tipo ejecutivo, dichos aspectos están presentes en este trabajo y es por ello que se ha titulado "PROYECTO EJECUTIVO DE UN ACCESO NAVEGABLE EN LA LAGUNA MADRE, TAMPS".

ANTECEDENTES

El objeto de este trabajo es tratar de dar solución técnica y económicamente factible a los problemas de azolvamiento que pueden presentarse en un acceso costero que se pretende sea navegable para embarcaciones medianas, como pueden ser camaroneros, tiburoneros etc. y que además sirva de comunicación permanente de la Laguna Madre, Tamps., con el mar, ello con fines ecológicos.

La Laguna Madre se localiza aproximadamente entre los $23^{\circ} 45'$ y $25^{\circ} 30'$ de latitud Norte y los $97^{\circ} 25'$ de longitud Oeste. Colinda al norte con el delta del Río Bravo y al Sur con el Río Soto La Marina, al Este con el Golfo de México y al Oeste con la porción continental del Estado de Tamaulipas.

La longitud aproximada de la laguna, medida en dirección NNE/SSW, es de 185 km. El Río San Fernando que desemboca en ella, la divide en dos porciones:

Una norte de 50 km de largo y 20 km de ancho medio; y otra sur, de 135 km de largo y ancho variable de 10 a 1 km en su extremo sur.

Del Río Soto la Marina a la boca de Jesús María el rumbo medio es $N 5^{\circ} E$ y de esa boca hasta el extremo Norte de la laguna el rumbo es $N 20^{\circ} E$.

La Laguna Madre esta conectada al mar actualmente por varias bocas. Al Norte de la laguna se encuentra la Boca del Mezquiteal ($25^{\circ} 15'$ de latitud). Hacia el sur se encuentran ($25^{\circ} 03'$ de latitud) las bocas de San Rafael, Santa María, Boca Ciega y Sandoval. Estas cuatro bocas estan frente a la desembocadura del Río San Fernando. Véase Fig. 1.

Siguiendo hacia el sur, se presentan las bocas de La Carbonera, Los Algodones, San Antonio y más adelante la de Jesús María (24°32' N).

Desde el año de 1950, se han realizado diversos estudios enfocados a tratar de resolver el problema de desecación de la Laguna Madre, la cual, se sabe que en los periodos de 1888 a 1909, de 1919 a 1933 y de 1955 a 1961 aproximadamente, estuvo totalmente seca, volviéndose a llenar en dos ocasiones gracias a la ocurrencia de ciclones que azotaron la región. Estos largos periodos de sequía traían como consecuencia, la extinción de la pesca, un notable incremento de la salinidad y la invasión gradual de las tierras cultivables por la arena.

Entre los principales estudios realizados podemos mencionar los siguientes: El realizado por el C. Ramon Llano "Estudio de las escolleras y puerto en la Laguna Madre, Tamps." (Ref. 1) en el cual se estudiaba la posibilidad de construir un puerto en el interior de la Laguna Madre en las vecindades del sitio denominado Punta del Toro. Ligando la dársena al mar por medio de un canal de 7 km de longitud cuya desembocadura se proponía en la Boca del Mezquital. EL proyecto del Puerto incluía:

Obras exteriores.

Canal de acceso y dársena.

Anteproyecto de zonificación e instalaciones.

Diseño de un muelle petrolero.

En 1965 en el estudio realizado por el Ing. Mauricio Osorio (Ref. 2) se establece que sería necesario abrir una boca al norte en el paso del Mezquital y conectar la Laguna con el río Soto la Marina.

En 1978, ya construído el acceso en el sitio llamado el — Mezquital la Dirección General de Obras Marítimas de la SCT encomendó a la compañía CIFSA Consultores el proyecto denominado "Estudios Físicos para la Calibración de los modelos en la Pesca y Mezquital Tamps." (Ref. 3).

En base a los estudios anteriores la boca del Mezquital — fué abierta en 1974 aproximadamente, con el objeto de comunicar a la Laguna Madre con el mar y además para contar con un puerto de abrigo para las embarcaciones provenientes del sur (Tampico) y como base para una flota camaronera y de captura de especies de escama. Para ello se realizó entre 1978 y 1980 la construcción de las obras de infraestructura tales como el muelle pesquero y el muelle granelero, el faro y el camino de comunicación. Debido al azolvamiento que empezó a sufrir el canal, en 1976 se construyeron dos escolleras de protección.

Las escolleras fueron construidas a base de enrocamiento y cubos de concreto, teniendo actualmente una longitud de 400 m — la norte y 450 m la sur.

El canal de comunicación tiene un ancho de 200 a 250 m en el tramo de canal dragado en el cordón litoral, con una longitud de 1200 m aproximadamente. En el tramo entre escolleras el canal tiene un ancho de 400 m y longitud aproximada de 600 m.

Las condiciones en que se encontraba la Boca del Mezquital en Agosto de 1984 era la siguiente:

Analizando el levantamiento batimétrico del canal de acceso de los meses de Junio y Julio realizado por los Ingenieros — Topógrafos de la Dirección de Dragado de la S.C.T., se notaba — un azolvamiento dinámico en el área inmediata a la escollera — sur, existiendo un solo canal adyacente a la escollera norte.

En la zona azolvada se reportaban profundidades inferiores a 80 cm. La presencia del bajo del lado sur se acusaba por la presencia de rompientes en esta zona.

En playa norte, se nota un avance notorio de la playa, -- indicando la acumulación de arena detrás de la escollera norte. La arena se introduce al canal y se deposita en el mismo formando el bajo antes mencionado.

Por otro lado la playa sur acusa una erosión severa, observándose que en el empotramiento sur el seno de escolleras, estaba casi por llegar a la zona erosionada de playa, con el - consecuente riesgo de que dicha escollera quedara sin el empotramiento debido.

Con respecto a las dunas, se observó que estas están casi totalmente desprovistas de vegetación, en especial la del lado sur, inmediata al canal, que además es bastante alta.

Se ha intentado su estabilización mediante algunas cercas aisladas de rama de mangle con varas entretrejidas así como sembrando algunas casuarinas. Al respecto se observa que un alto porcentaje de estos árboles no se han desarrollado como era de desearse, encontrándose muchas de estas plantas secas.

La duna, o sistema de dunas, del lado norte cuenta con algo de vegetación; algunos arbustos y matorrales propios de este tipo de ecosistemas, así como las rastreras denominadas "deditos".

El movimiento eólico de las dunas es evidente cuando sopla el viento, observándose, que incluso en algunos tramos de la carretera pavimentada que llega al sitio esta siendo invadida por la arena.

Se hace notar el hecho de que uno de los ecosistemas más frágiles de la naturaleza es precisamente el de las dunas, encontrándose este siempre en un equilibrio muy inestable y propenso a sufrir alteraciones severas, algunas de ellas de carácter irreversible a corto o mediano plazo.

La combinación de aporte de sedimento marino más eólico es la causante de que el canal no cumpla con las funciones de navegabilidad, encontrándose el muelle granelero sin aprovechamiento, y el pesquero subaprovechado.

Ello ha motivado a que la Dirección General de Obras Marítimas, de la S.C.T. a través de su Dirección de Dragado, mantenga permanentemente dragas en el área.

Desde el punto de vista pesquero, las dificultades para la navegación han hecho que este aspecto se encuentre limitado, ya que esta actividad se desarrolla únicamente mediante cayucos y embarcaciones menores de pequeño calado con motor fuera de borda. Embarcaciones mayores, camaroneras y tiburonerías no pueden navegar por el canal.

De acuerdo con lo anterior se puede concluir lo siguiente:

- 1.- El transporte eólico de arena es de máxima consideración y por lo pronto debe continuarse el dragado de este material, en tanto se realizan y prueban diferentes sistemas de estabilización de dunas cuyo resultado puede no ser totalmente satisfactorio.
- 2.- El transporte litoral del norte rebasa la escollera norte y azolva el canal entre escolleras.

- 3.- El ancho entre escolleras es excesivo si se desea un canal navegable. Con el ancho actual la divagación del canal es factible aún impidiendo la entrada de arena.
- 4.- Es conveniente la prolongación de escolleras para retener el transporte litoral, reducir el ancho y proteger el canal navegable del oleaje.
- 5.- El canal de navegación sea que se forme por erosión, al encauzar las corrientes con espigones entre escolleras o por medio de dragados, debe de tener una alineación recta.

Estas consideraciones preliminares nos permiten tener un panorama objetivo de la problemática del lugar y nos sirven de base para realizar el estudio de factibilidad técnica y económica del proyecto, para posteriormente proponer la solución más adecuada.

REFERENCIAS

- Ref. 1.- Llano R. .- Estudio de las Escolleras y Puerto en la Laguna Madre, Tamaulipas.- Informe presentado a la Secretaría de Marina. México. Febrero de 1952.
- Ref. 2.- Osorio M.- Informe Relativo a las Bocas de la Laguna Madre de Tamaulipas.- Informe de la Dirección General de Obras marítimas.
Noviembre de 1965.
- Ref. 3.- Estudios Físicos para la calibración de los Modelos -- en La Pesca y El Mezquital, Tamps. Elaborados por CIFSA Consultores, para la Secretaría de Comunicaciones y -- Transportes.

CAPITULO I REGIMEN DE COSTAS

Con objeto de obtener los datos de campo para el desarrollo del presente trabajo, se llevó a cabo una campaña de mediciones de diversos parámetros en el sitio de la boca del Mezquital, en forma ininterrumpida del 19 de Noviembre al 18 de Diciembre de 1984.

Durante esta campaña se realizaron muestreos de sedimentos en el canal de comunicación y frente marino, se midieron corrientes playeras, mareas, corrientes de marea, oleaje, vientos, transporte eólico y transporte de litoral.

Ello con el fin de correlacionar la magnitud del transporte litoral y eólico con los factores que los producen. La descripción y los resultados de la medición de los parámetros antes mencionados se consignan en los subcapítulos siguientes.

A fin de contar con el apoyo terrestre adecuado se llevaron a cabo dos poligonales playeras abiertas, cada una de ellas de 2 km de longitud, la primera partiendo del empotramiento de la escollera norte hacia el norte, sensiblemente perpendicular a dicha escollera y la segunda del empotramiento de la escollera sur hacia el sur.

Estas poligonales sirvieron posteriormente para llevar a cabo los trabajos de muestreos y medición de corrientes playeras los cuales se realizaron en secciones prefijadas que se encontraban separadas entre sí del orden de 500 m.

I.1.- MUESTREO DE SEDIMENTOS Y MEDICION DE CORRIENTES PLAYERAS.

Con el fin de poder determinar la procedencia del azolve que deposita tanto en el tramo de canal entre escolleras como el tramo del canal excavado en el cordón litoral, se recolectaron muestras del material del fondo en el canal de comunicación y el frente marino, en las dunas adyacentes y en las playas norte y sur, - para posteriormente en el laboratorio efectuar el análisis granulométrico de las mismas, el cual proporcionará la información requerida y que además permitirá obtener datos precisos, tales como el tamaño medio de los sedimentos, entre los más importantes. En la sección I.1.1 se detalla la forma en que se realizaron los muestreos durante la campaña.

Otro factor indicativo de la procedencia de los materiales que constituyen el azolve en el acceso, son las corrientes playeras, de cuya dirección y magnitud se puede inferir cualitativamente, la dirección de las tendencias de los acarrees litorales. Las corrientes litorales se originan por diversas causas, tales como la acción del viento, la variación de densidad y salinidad, diferencias locales de presión y sobre todo por la acción del oleaje. El arrastre de sedimentos debidos a estas corrientes playeras, se efectúa en tres zonas:

A) Zona de diente de sierra.- En esta zona el transporte de sedimentos se efectúa entre la línea de rompiente y la línea de playa siguiendo una trayectoria en forma de zig-zag, y se presenta solamente cuando la ola incide en forma oblicua con respecto a la línea de playa.

B).- Zona de rompientes.- El material que se encuentra en suspensión debido a la turbulencia originada por la rotura de las olas, es arrastrado por las corrientes.

C).- Zona mar adentro de la línea de rompientes.- Aquí se produce el arrastre de materiales por deslizamiento, rodamientos

y saltos debidos a las corrientes oscilatorias producidas por el paso de las olas.

Existen diversos métodos para medir las corrientes playeras, sin embargo, el más económico y conveniente es el uso de flotadores, en la sección I.1.2 se explica la forma en que se realizó la medición de estas corrientes.

I.1.1. MUESTREO DE SEDIMENTOS.

Los muestreos se realizaron una vez por semana en el frente playero y canal de acceso, durante la realización de la campaña. En el frente playero se obtuvieron muestras en duna, berma y estrán y a profundidades de 1,3 y 5 m en seis secciones diferentes, 3 de ellas en la playa norte y 3 en la playa sur.

En el canal de acceso se muestreó en cuatro secciones transversales, 3 de ellas localizadas en el canal excavado en el cordón litoral y una en el tramo entre escolleras. En esta última sección (7) se tuvieron problemas para muestrear debido a la presencia de rompientes, por lo que esta se recorrió a la altura del inicio de escolleras (Sección 7').

En el canal de comunicación se obtuvieron 3 muestras por cada sección a diferentes profundidades.

En la porción terrestre las muestras se recolectaron con pala y en el agua con un muestreador de cucharón de 5 m de longitud total, ya que el muestreador de almeja utilizado inicialmente no sacaba muestras en zonas de arena compacta.

En total se recolectaron 192 muestras, las cuales se envasaron e identificaron debidamente, transportándose posteriormente al laboratorio para su análisis. El resumen del análisis granulométrico realizado se muestra en la tabla I.1.1.2 y la localización de las secciones se muestra en el plano titulado Plano Ge-

neral.

I.1.2. MEDICION DE CORRIENTES PLAYERAS.

Las mediciones de corrientes playeras se realizaron en el frente playero, en la playa norte y la playa sur, una vez al día durante los 28 días que duró la campaña.

Los sitios donde se realizaron las mediciones se muestran en el plano titulado "Plano General".

Para efectuar la medición de las corrientes se marcaron sobre las poligonales previamente levantadas, un tramo de 300 m en la playa sur, cada uno con señalamientos intermedios con fichas a cada 20 m, soltándose flotadores de espuma de poliuretano en zona de rompientes y en zona de dientes de sierra, observables desde la playa. Los resultados de las mediciones se muestran en la tabla I.1.2.1. del Anexo I.

Además durante estas mediciones se registraron rumbo y periodo del oleaje, así como estimación visual de la altura aproximada de la ola en rompiente y número de rompientes.

I.2. MEDICION DE MAREAS Y CORRIENTES DE MAREA.

Las mareas y las velocidades de flujo y reflujo de las corrientes generadas por las mismas, son dos aspectos hidrodinámicos de fundamental importancia ya que en gran parte, de ellos depende la estabilidad del canal de comunicación, puesto que si dichas velocidades no son lo suficientemente altas para arrastrar las partículas de sedimentos, estos se depositan y acumulan en el canal. Este es el caso del canal de comunicación del Mezquitil, ello debido a su ancho excesivo.

De la medición de mareas, el factor más importante a definir es el defasamiento existente entre la pleamar ó bajamar en el mar y la pleamar ó bajamar en la laguna respectivamente. Otro factor importante en la determinación de la estabilidad de la boca es el prisma de marea, el cual se obtiene de integrar el área bajo la curva de velocidades VS. tiempo en flujo y reflujo y multiplicarla por el área hidráulica del canal.

Las mareas pueden medirse mediante reglas graduadas ó mediante limnógrafos. En esta campaña se hizo uso de dos limnógrafos con objeto de tener un registro continuo de las variaciones del nivel del agua debidas a la marea astronómica tanto en la laguna como en el mar.

Las mediciones de la velocidad de las corrientes de marea en el canal se realizaron mediante molinete acústico. Existe otra alternativa para efectuar esta medición, la cual consiste en la utilización de corrientímetros, sin embargo debido a su alto costo y a la corta duración de la campaña, no se justificó su utilización en este caso.

I.2.1. MEDICION DE MAREAS.

Para efectuar la medición de mareas se instalaron dos limnógrafos, uno en el seno de la escollera norte y otro a un costado del muelle pesquero. Ambos limnógrafos fueron nivelados -- con respecto al nivel de bajamar media (N.B.M.) y funcionaron -- en forma continua durante los 28 días que duró la campaña. con interrupciones únicamente para darles el mantenimiento adecuado, así como para un par de reparaciones menores al sistema de relojería de los mismos, los cuales sufrían retrasos debido a la -- arena que se introducía en sus mecanismos.

Las gráficas niveles- tiempo del limnógrafo en el seno de la escollera norte y del colocado a un costado del muelle pesquero, se muestran en la Fig. I.2.1.1. y I.2.1.2., respectivamente, del Anexo I.

I.2.2. MEDICION DE CORRIENTES DE MAREA

Estas mediciones se realizaron en dos secciones extremas del canal de acceso mediante molinete durante 5 ciclos de marea completos. En cada sección se midió la velocidad de la corriente en dos sitios y a profundidades de 0.2 h y 0.8 h, cada hora, y se promedió el valor de las cuatro lecturas. La localización y perfil de las secciones donde se midieron las corrientes, se muestran en el "Plano General".

Las fechas en que se hicieron las mediciones son las siguientes:

Ciclo No.	INICIO		TERMINACION	
	Hora	Día	Hora	día
1	16:35	29 Nov.	17:20	30 Nov.
2	10:20	6 Dic.	10:15	7 Dic.
3	10:45	11 Dic.	10:45	12 Dic.
4	9:45	15 Dic.	9:45	16 Dic.
5	9:45	18 Dic.	9:45	19 Dic.

Los resultados se muestran en la Tabla I.2.2.1. del Anexo I.

I.3.- MEDICION DE OLAS, VIENTO Y TRANSPORTE EOLICO.

Las dos fuentes de abastecimiento de material que deposita en el canal de comunicación son:

- a) El material que penetra al acceso por transporte litoral desde la playa norte.
- b) Las aportaciones eólicas del material que constituye a las dunas no estabilizadas, adyacentes al canal.

En el primer caso, el transporte litoral es directamente proporcional a la energía del oleaje local. Para poder evaluar dicha energía, es necesario conocer la altura y periodo del oleaje así como su dirección, estos factores están directamente relacionados con la intensidad y dirección del viento.

Existen diversos métodos para la medición de las características del oleaje, tales como el medidor ultrasónico, baliza ó regla graduada, medidores de resistencia calibrados, observación estereográfica y sensores de presión, entre los más importantes.

De los anteriores, el método de la baliza, es el más económico y sencillo, generalmente consiste de un tubo de fierro ó acero marcado en intervalos de diez centímetros, el cual se coloca en la zona mar adentro de la línea de rompientes. En el caso de que el fondo marino sea rocoso, el tubo se fija mediante muertos de concreto. En nuestro caso el fondo era arenoso, por lo que el tubo se hincó mediante chorro de agua, penetrando 4 m en la capa arenosa. Las variaciones del nivel de la superficie del agua a lo largo de la baliza, se observaron desde tierra por medio de un tránsito cada hora durante 5 ó 10 minutos registrando las sucesivas crestas y depresiones.

Por otro lado, la intensidad y dirección del viento, así -- como el transporte eólico de arena son dos factores importantes -- para poder estimar en forma aproximada el volumen de arena que -- deposita en el canal. Como se mencionó anteriormente, la principal fuente de abastecimiento en este caso eran las dunas no está bilizadas adyacentes al canal, por lo que las trampas de arena -- se instalaron cerca de ellas, específicamente de las del lado -- norte del canal. Las trampas debieron colocarse adecuadamente de acuerdo a la dirección del viento.

La dirección en que sopla el viento se determina mediante -- una veleta y la velocidad del mismo puede medirse con anemómetro o anemógrafo los cuales deben protegerse adecuadamente contra la acción de la arena, la cual puede dañar sus mecanismos y aún así existe el riesgo de que sufran desperfectos, como ocurrió durante esta campaña de mediciones.

Es más conveniente usar un anemógrafo para la medición de la velocidad del viento, ya que este proporciona un registro --- continuo a lo largo de cierto periodo de tiempo, en cambio, el -- anemómetro solo proporciona velocidades instantáneas.

El anemógrafo consta de un sistema de 4 copas, unidas a -- un eje común, dispuestas en tal forma que cuando sopla el viento, este las hace girar con una velocidad que depende de la intensidad del mismo, este efecto se transmite hacia un aparato dotado -- de un mecanismo de reloj y sistema graficador, el cual registra -- sobre un papel las variaciones de la velocidad del viento contra -- tiempo.

El anemómetro únicamente cuenta con el sistema de copas antes mencionado y un par de audífonos, donde se puede escuchar una -- señal que indica que el mecanismo ha girado un cierto número de -- revoluciones, las cuales al tomarse en un cierto tiempo (por --- ejemplo 5 min) nos dan la velocidad que ocurre en el instante de la medición.

I.3.1 MEDICION DE OLAS.

DESCRIPCION DEL METODO PARA MEDIR OLEAJE

Originalmente se había propuesto hincar un tubo de 6" de diámetro y 12 m. de longitud en un tirante de 4m. antes de la zona de rompientes. Se instalaron 2 olómetros de este tipo que no resistieron el embate del oleaje debido a que cuando ocurrían olas -- con alturas mayores de 4m. quedaban sujetos, los tubos, a la erosión y al empuje producido por las rompientes. A pesar de que -- los tubos se hincaron 3m. en el fondo marino, estos eran arrastrados por los oleajes fuertes y que ocurrieron durante varios días en el periodo de mediciones.

En virtud de lo anterior, se decidió medir mediante boyas flotantes amarradas a sendas anclas que atoraban en el lecho del mar.

Las dos primeras boyas se instalaron a 4m. de profundidad y se -- amarraron mediante una sola ancla y también fueron arrastradas al ocurrir oleajes fuertes. La 3ª boya fué amarrada a 3 anclas y pudo resistir las presiones hidrodinámicas a pesar de las rompientes, con desplazamientos poco importantes.

El sistema de medición que se explica en la fig. I.3.1.1 consiste fundamentalmente en visar la boya y el estadal a un mismo -- tiempo, para registrar durante un periodo de 5 minutos el nivel máximo y el nivel mínimo alcanzado por la boya y medido en el estadal. La diferencia de lecturas medida en el estadal se multiplica por una constante previamente calculada y que es función -- de las distancias entre tránsito y estadal, y tránsito y boya . Debido a que la distancia tránsito-boya es del orden de 30 veces la distancia tránsito-estadal, los desplazamientos horizontales

de la boya debidos al empuje de las corrientes y a la holgura de las amarras no afectan en la práctica el valor de la constante.-

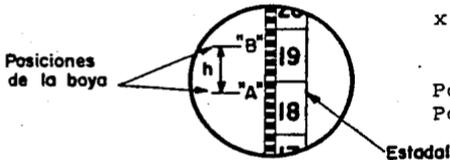
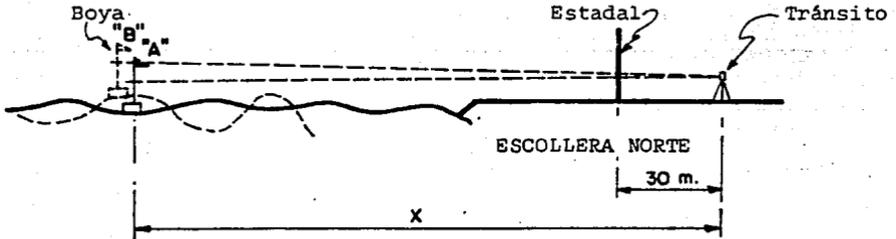
Si consideramos que en el estadal y a 30m, podemos medir con una aproximación de 1cm y que si la boya se encuentra a 500m del -- tránsito la constante es del orden de 15 la aproximación con la que se mide el oleaje es de $1\text{cm} \times 15 = 15\text{cm}$.

Debe señalarse que en nuestro caso al leer máximos y mínimos la altura registrada corresponde en un tren de olas de 5 minutos, - esto es de 30 a 60 olas, a la $H_1/10$ y que por medios estadísticos es factible calcular la $H_1/3$ y la $H_1/2$. Si bien en nuestro caso no se realizó, este método permite, mediante un lector, un cronometrista y dos apuntadores, registrar un tren de olas real con sus diferentes componentes. En este caso el lector anuncia los niveles que ocurren al paso de cada una de las crestas y senos, el cronometrista anuncia el tiempo en que ocurre cada paso, un apuntador anota niveles y el segundo anota tiempos, con ambos registros es factible formar un tren real aproximado.

En cuanto a la dirección del oleaje debemos señalar que se midió mediante tránsito y brújula haciendo paralelos el hilo horizontal del tránsito y la línea de crestas. En virtud de que los datos estadísticos de oleaje son dados con rumbos a intervalos de 45° se optó por utilizar los mismos rumbos en las mediciones, esto es, una medición por ejemplo de 40° NE se reportó como 45° NE.

FIG. I.3.1.1.-MEDICION DE OLAJE CON BOYA, TRANSITO Y ESTADAL.

Esquema de funcionamiento



x = Distancia entre el tránsito y la boya en metros.

Posición "A" = Lectura mínima
Posición "B" = Lectura máxima

h = Diferencia de lecturas
h = B - A

LENTE DEL TRANSITO

Altura de la ola H

$$\frac{H}{x} = \frac{h}{30} \quad H = \frac{x}{30} h = k x h$$

donde $k = \frac{x}{30m}$ Constante de Calibración

Ejemplo:

$$\text{Si } x = 470 \text{ m} \quad k = \frac{470}{30} = 15.66$$

$$A = 1.88 \text{ m}$$

$$B = 1.97 \text{ m} \quad h = B - A = 1.97 - 1.88 = 0.09 \text{ m}$$

$$\text{Altura de ola } H = 15.66 \times 0.09 = 1.40 \text{ m}$$

I.3.2.- MEDICION DE VIENTO.

Se realizaron mediciones de intensidad y dirección del viento 8 veces al día durante los 28 días de duración de la campaña. Para ello se instaló una estación de vientos localizada en la cima de la duna al noroeste de la escollera norte, véase Plano General.

Se instaló un anemógrafo a un metro de altura del terreno y una veleta a 6 metros de altura. Los tubos soportes de estos instrumentos se hincaron firmemente en el terreno, fijándose estos con tensores y muertos de anclaje.

Durante la última semana, se utilizó un anemómetro en sustitución del anemógrafo, ya que este último sufrió desperfectos, debido a la arena que se introdujo en mecanismo. Los resultados de las mediciones se muestran en la tabla I.3.2.1. del Anexo I.

I.3.3.- MEDICION DE TRANSPORTE EOLICO.

La medición de transporte eólico se efectuó por medio de dos trampas de arena de 1.0 x 1.0 x 0.13 m, localizadas en la zona de dunas de la playa norte a 10 y 20 mts al W de la estación de vientos. Las trampas se colocaron a ras del suelo, tratando que atraparan la arena transportada por el viento. Al término de un periodo de una hora se medía el volumen de material atrapado en ellas.

Cuando se presentaron vientos muy suaves y/o la arena estaba húmeda por la lluvia que se presentó, el volumen de material retenido fué nulo ó casi nulo. Las mediciones se realizaron 8 veces al día durante los 28 días que duró la campaña. Los volúmenes registrados más representativos se muestran en la tabla I.3.3.1. del Anexo I.

I.4. MEDICION Y LOCALIZACION DE LA ACUMULACION DEL TRANSPORTE LITORAL EN EL ACCESO.

Se observó durante la campaña de medidas, en la Boca del Mezquital, que el canal de acceso fué azolvándose. Las profundidades a lo largo del canal entre escolleras eran tan pequeñas que solamente permitían el paso de pequeñas lanchas las cuales se dedican a la pesca en forma rudimentaria.

El azolve debido al transporte litoral se concentró principalmente en el centro del canal con profundidades del orden de 1m, lo cual dió lugar a que se formaran dos canales, uno adyacente a la escollera norte y otro a la escollera sur, los cuales sirven de comunicación al mar para las pequeñas embarcaciones.

Con objeto de poder estimar el volúmen de azolve acumulado en el acceso se llevaron a cabo 4 reconocimientos batimétricos en el tramo del canal entre escolleras.

El primero se realizó los días 24 y 25 de noviembre, el segundo el 6 de diciembre, el tercero el 12 de diciembre y el cuarto el día 18 de diciembre, en este último reconocimiento tambien se sondeó el frente marino recorriendo dos líneas colineales a los ejes de las escolleras hasta alcanzar la batimétrica -9.00m. La zona donde se presentaban rompientes no se sondeó.

Para efectuar los levantamientos se utilizó una ecosonda registradora EPSCO FR 425 de 30cm de aproximación, posicionándose la embarcación mediante el sistema de intersecciones con dos tránsitos Rossbach, uno de ellos con 20" de aproximación y el otro con 1' de aproximación. Las batimetrías se compensaron por mareas en función de los registros de los limnigrafos.

Los resultados de los levantamientos se muestran en los planos titulados "BATIMETRIA EN EL ACCESO" con la fecha del levantamiento respectivo.

El cálculo del volumen de azolvamiento se realizó en base a las secciones transversales 1,2 y 3 consignadas en los planos — antes mencionados, en función de la reducción del área hidráulica.

Se estimó que el volumen depositado en el acceso por el — transporte litoral entre el 25 de noviembre y el 18 de diciembre de 1984 fué de $77,690 \text{ m}^3$ véase tabla I.4.1. del Anexo I.

CAPITULO II

ESTABLECIMIENTO DE UNA FUNCION EMPIRICA DE TRANSPORTE LITORAL PARA EL SITIO

Los criterios existentes para valuar el volumen de sedimentos arrastrados por las corrientes litorales, generalmente son de la forma:

$$Q_s = K E^n$$

donde Q_s es el volumen de sedimentos transportado por las corrientes litorales en un cierto tiempo, E es la energía del oleaje local que influye en el acarreo litoral, n es un exponente que en la mayoría de los criterios es igual a 1 y K es un coeficiente que depende de diversos factores, tales como pendiente de la playa, tamaño del sedimento, frecuencia del oleaje, etc.

Los métodos más usuales para valuar el transporte litoral son:

- a) Caldwell.- quien realizó estudios de transporte litoral en la bahía de Anaheim, California y obtuvo la expresión siguiente (Ref. 1):

$$Q_s = 210 E_i^{0.8}$$

donde Q_s es el volumen transportado, en pies³/día y E_i es la componente a lo largo de la playa, de la energía del oleaje en millones de lb - pie/pie y por día.

- b) CERC.- El Coastal Engineering Research Center, en base a los estudios realizados por Caldwell, Savage y otros investigadores, propuso la siguiente expresión (Ref. 2):

$$Q_s = 913 K_R^2 H_o^2 T \text{ sen } 2\alpha$$

en donde Q_s es el gasto sólido en m³/día, T es el periodo de la ola en segundos, K_R es el coeficiente de refracción y H_o la altura de la ola en aguas profundas en metros.

c) Dean R.G.- Que realizó estudios en campo y laboratorio y propone la siguiente expresión.

$$Q_s = K E \text{ sen } 2\alpha$$

en la que Q_s es el gasto sólido, E es la energía del oleaje en la dirección que se analiza, α es el ángulo de incidencia del oleaje con respecto a la línea de playa, y K es un coeficiente que depende del parámetro adimensional altura de ola - velocidad de caída, el cual se expresa como gH/w^2 , donde H es la altura de la ola y w la velocidad de sedimentación del material (Ref. 3).

d) Larras.- La fórmula de Larras para valuar el transporte litoral es (Ref. 4):

$$Q_s = K' g H^2 T \text{ sen } \frac{7\alpha}{4} \quad \left[\text{m}^3 / \text{seg.} \right]$$

Todas las variables ya se han definido anteriormente excepto K' - que es función de la esbeltez de la ola y del diámetro medio del material playero (D) en mm.

$$K' = 0.118 \times 10^{-5} D^{-1/2} \frac{L_o}{H_o}$$

e) Pychkine.- Quien propone la siguiente expresión:

$$Q_s = 1.2 \times 10^{-6} H^2 L \sqrt{\frac{g}{D}} \text{ sen } 2\alpha$$

donde Q_s está en $\text{m}^3/\text{seg.}$ (Ref. 5).

En nuestro caso emplearemos el método de Caldwell ya que, durante la campaña de mediciones se observó que siempre ocurrieron más de dos rompientes, por lo que no toda la cantidad de energía -

del oleaje influye en el transporte litoral de sedimentos, es -- decir $n < 1$. Debido a lo anterior consideramos adecuado un valor de $n = 0.8$.

REFRACCION DEL OLAJE.

La configuración del oleaje en el mar, varía de una manera ---- irregular tanto en el espacio como en el tiempo, por lo que se considera un proceso aleatorio.

Los parámetros que definen el oleaje son su altura H, su longitud L, su celeridad C y el periodo T. Obviamente, siendo el oleaje - de naturaleza aleatoria, en un tren de olas se tendran infinidad de valores de las características antes indicadas.

Como se requiere conocer el ángulo de incidencia en la costa, - o sea en aguas bajas, se necesitan conocer las modificaciones que -- sufren las características del oleaje por efecto de la disminución - de la profundidad al pasar de aguas profundas a aguas bajas. La celeridad del oleaje y por ende, su altura, su longitud y dirección es - afectada por la profundidad, con excepción del período del oleaje, - el cual permanece constante durante todo el proceso.

Para definir las características cambiantes del oleaje a dife-- rentes profundidades, es necesario trazar los planos de oleaje, por cualquiera de los diversos criterios que existen para ello.

Las ecuaciones fundamentales que rige la elaboración de los - planos de ola, se basa en la teoría lineal del oleaje armónico sim-- ple de pequeña amplitud.

La diferencia de las expresiones para calcular las características del oleaje en relación con la profundidad "d" en la que se en-- cuentran, están ligadas a los rangos de variación de la relación --- "d/L" (tirante relativo), y a las aproximaciones de las funciones -- hiperbólicas.

Las características de las olas en aguas profundas y aguas bajas están ligadas por las relaciones siguientes:

Aguas profundas

$$C_o = \sqrt{\frac{g L_o}{2\pi}}$$

$$T_o = \sqrt{\frac{2\pi L_o}{g}}$$

$$L_o = \frac{g T_o^2}{2\pi}$$

$$L_o = C_o T_o$$

Aguas Bajas.

$$C = \sqrt{\frac{g L}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}} \quad (1)$$

$$T = \sqrt{\frac{2\pi L}{g} \coth \frac{2\pi d}{L}} \quad (2)$$

$$L = \frac{g T^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L} \quad (3)$$

$$L = C T : \quad (4)$$

donde con subíndice "o" se indican las características del oleaje en aguas profundas. Considerando que $T = T_o$, de las ecs (4) se deduce que.

$$L K = L_o \quad (5)$$

donde

$$K = \coth \frac{2\pi d}{L} \quad (6)$$

Con las ecs (5) y (6) se está en posibilidad de definir L y K, conocidos L_o y d, y también, de la ec (1) se puede valorar C.

A continuación se describe la construcción de los planos de oleaje en forma gráfica.

Para poder explicar el método gráfico conviene definir como frente de la ola a la cresta de ésta, la cual se supone infinita, y como ortogonal o rayo de la ola a una línea siempre perpendicular a la cresta.

Existen diversos métodos para la construcción de los planos de olas. En unos se trabajan con los frentes de ola y sus ortogonales, y en otros únicamente con sus ortogonales.

Los métodos que usan los frentes de ola, siguen la teoría de la luz propuesta por Huygens, la cual permite saber donde está un frente de onda en un momento cualquiera en el futuro si se conoce su posición actual, aceptando que después de un tiempo "t" la posición del frente será la superficie tangencial de las ondas que emite el frente original.

De acuerdo con la teoría de la refracción si θ_1 , es el ángulo de incidencia de un rayo y θ_2 el refractado, siempre se cumple la relación.

$$\frac{\text{sen } \theta_1}{\text{sen } \theta_2} = n \quad (7)$$

donde n es una constante llamada índice de refracción.

Si se considera la fig. II.1, que esquematiza el principio de Huygens de la refracción de un frente, al pasar de un medio 1 a un medio 2, del análisis de los frentes he y h' e', se pueden hacer las siguientes consideraciones.

- a) Para un tiempo constante t, la ola a partir del punto h ; - avanza en el medio 2 hasta alcanzar el punto h' en cambio en el medio 1 avanza del punto e al punto e'.
Por lo tanto $L_2 < L_1$.
- b) Por lo anterior la celeridad de la ola en el medio 2, será menor que en el medio 1, o sea que $C_2 < C_1$.
- c) Las características de las olas definidas en los incisos anteriores se relacionan de acuerdo con la ecuación:

$$\frac{L_2}{C_2} = \frac{L_1}{C_1} \quad (8)$$

d) Para los triángulos $he'e$ y $he'h'$ se puede escribir:

$$\text{sen } \theta_1 = \frac{L_1}{he'}, \quad \text{sen } \theta_2 = \frac{L_2}{he'}$$

con lo cual la ec (7) se transforma a:

$$n = \frac{\text{sen } \theta_1}{\text{sen } \theta_2} = \frac{L_1}{L_2} = \frac{C_1}{C_2} = \text{constante.}$$

y por lo tanto, n , es la relación de la celeridad de las ondas en los dos medios.

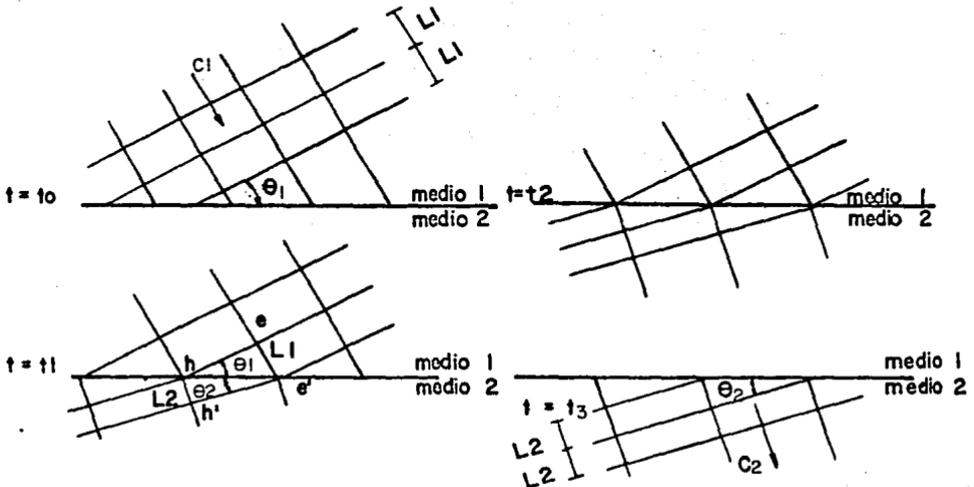


FIG.II.I.- REFRACCIÓN DE UN FRENTE DE OLA

Ahora obtendremos la función empírica de transporte litoral representativa de la Boca del Mezquitil.

Para el establecimiento de dicha función se parte de lo siguiente:

- a - Oleajes medidos durante la campaña de medidas reportados en capítulo respectivo.
- b - Volumen del transporte litoral medido durante la campaña que se supone igual al depósito medido entre escolleras por medio de cuatro levantamientos batimétricos é igual a 77690 m³ en 24 días.
- c - Función del tipo (Caldwell)

$$Q_s = K(E_i)^n$$

$$E_i = E \sin \alpha \cos \alpha$$

Q_s = volumen transportado (m³/día)

K = coeficiente

E = energía diaria del oleaje en la rompiente y por metro de playa en millones de $\frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m} \cdot \text{día}}$

α = ángulo de incidencia del oleaje en la rompiente.

n = coeficiente = 0.8 según Caldwell y que consideramos apropiado por tener siempre más de dos rompientes, es decir, gran disposición de energía por rompiente.

Así el problema se reduce a determinar el valor de K para el sitio.

Para valuar E_i es necesario calcular la energía del oleaje medido y el ángulo de incidencia durante las mediciones.

II.1 DETERMINACION DE LOS ANGULOS DE INCIDENCIA DEL OLEAJE.

Sólo los oleajes del NE y del E son los únicos — que pueden originar transporte N a S. Por tanto son — aquellos que produjeron depósito entre escolleras. Se — consideró como representativo el periodo de 6.5 seg. ya que oleajes con este periodo son dominantes, es decir — tienen mayor producto frecuencia de ocurrencia por altura de ola al cuadrado (fH^2), ello considerando el — promedio entre datos estadísticos y datos medidos. Ver figs. II.1.1 y II.1.2.

Para la determinación de los valores de α a diferentes profundidades se consideró una pendiente uniforme de la plataforma é igual a 0.0019 según datos de un levantamiento hidrográfico realizado por CIFSA para la S.C.T.

El procedimiento consistió en calcular la refracción de las ortogonales empleando la ley de Snell:

$$\frac{C_1}{C_2} = \frac{\text{sen } \alpha_1}{\text{sen } \alpha_2}$$

Del apéndice 3 del libro Oceanographical Engineering se obtiene para $T_o = 6.5$ seg. :

$$L_o = 65.85 \text{ m.}$$

$$C_o = 10.13 \text{ m/seg.}$$

La refracción se calculó hasta una profundidad de 1 m.

Así se obtuvo la tabla II.1.1 con la ayuda del apéndice 1 del mismo libro.

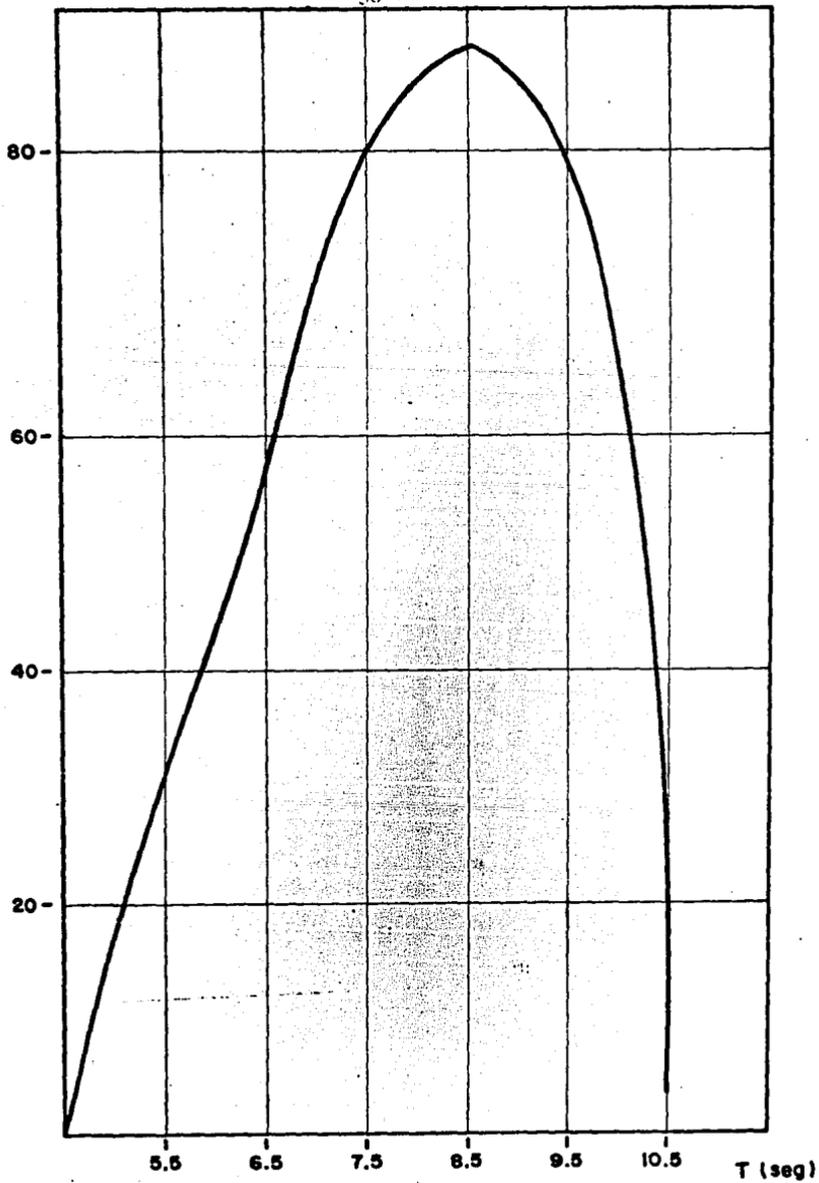
REFRACCION OLEAJE DEL NE

d. m	d/Lo	d/L	L m	C=L/T m/seg.	Sen α	α
30.4	.46	.4628	65.68	10.1	.9244	67.58°
25.4	.385	.3907	65.00	10.0	.9152	66.23°
20.4	.31	.3211	63.53	9.77	.8942	63.405°
15.4	.233	.2532	60.82	9.36	.8566	58.937°
10.4	.1578	.1900	54.73	8.42	.7706	50.407°
5.4	.0819	.1251	43.16	6.64	.6077	37.42°
4.0	.0607	.1050	38.09	5.86	.5363	32.43°
3.0	.0455	.0894	33.57	5.16	.4726	28.21°
2.0	.0304	.0715	27.96	4.30	.3938	23.19°
1.0	.01598	.0498	20.07	3.09	.2875	16.42°

REFRACCION OLEAJE DEL E

d. m	d/Lo	d/L	L m	C=L/T m/seg.	Sen α	α
30.4	.46	.4628	65.68	10.1	.3895	22.93°
25.4	.385	.3907	65.00	10.1	.3857	22.68°
20.4	.31	.3211	63.53	9.77	.3768	22.13°
15.4	.233	.2532	60.82	9.36	.3610	21.16°
10.4	.1578	.1900	54.73	8.42	.3247	18.95°
5.4	.0819	.1251	43.16	6.64	.2561	14.83°
4.0	.0607	.1050	38.09	5.89	.2260	13.06°
3.0	.0455	.0894	33.57	5.16	.1990	11.48°
2.0	.0304	.0715	27.96	4.3	.1658	9.55°
1.0	.0159	.0498	20.07	3.09	.1190	6.84°

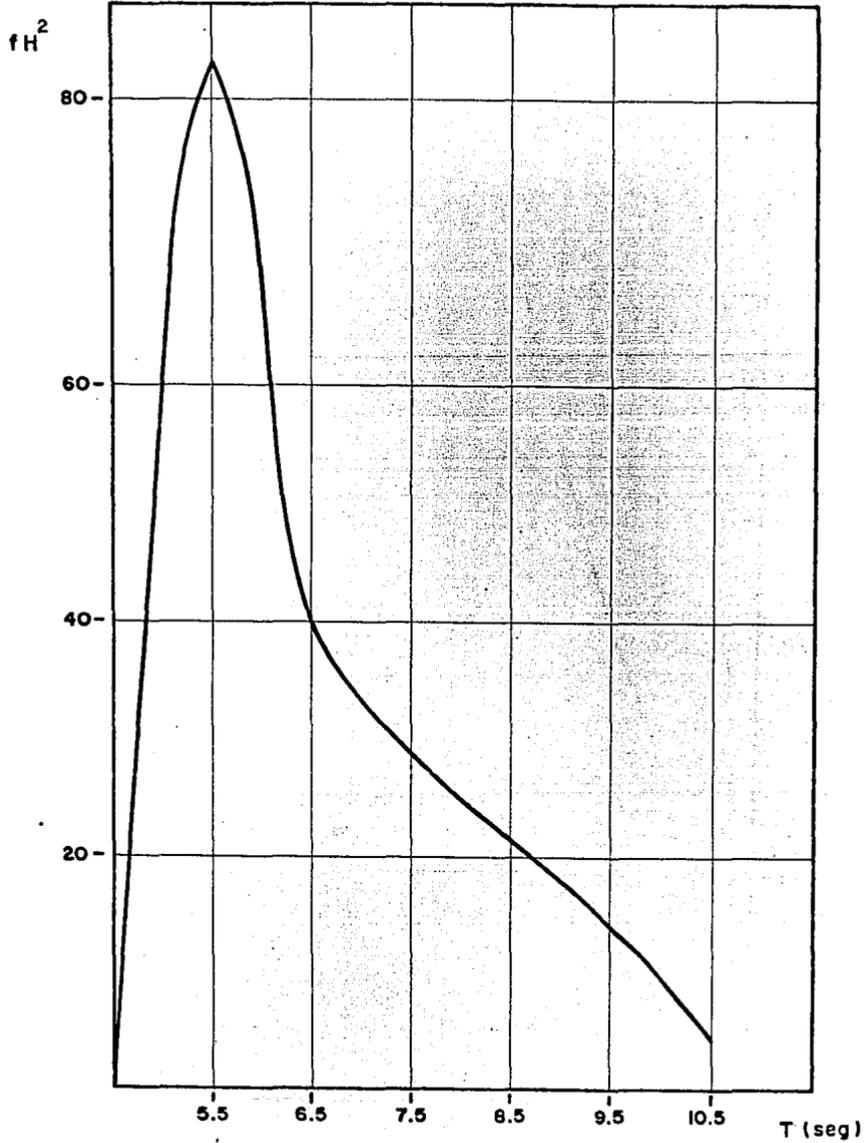
fH^2



CURVA DE OLEAJE MEDIDO

NOV. - DIC. 1984

FIGURA II.1.1



CURVA DE OLEAJE ESTADISTICO
FIGURA 11.1.2

II.2 ENERGIA PRODUCIDA POR EL OLAJE.

El valor de la energía producida por una ola se obtiene con la relación:

$$E = \frac{\gamma \cdot H_R^2 \cdot L_R}{8}$$

Donde:

γ = Peso específico del agua (kg/m^3).

H_R = Altura de la ola (m).

L_R = Longitud de la ola (m).

y se calculó para diferentes condiciones de oleaje. Estas condiciones de oleaje se definieron en función de la profundidad de la rompiente (H_R) y del período de la ola (T).

La manera de definir cada condición de oleaje, fué la siguiente:

- 1) Olas con $H_R = 1\text{m}$, son llamadas "As"
- $H_R = 2\text{m}$, son llamadas "Bs"
- $H_R = 3\text{m}$, son llamadas "Cs"
- $H_R = 4\text{m}$, son llamadas "Ds"

Donde el subíndice "s" es función del período (T) de la ola.

2) Entonces si tenemos una ola con $H = 1\text{m}$ y diferentes períodos, se denominarían de la siguiente manera:

- Olas con $T = 5.5$ seg. son llamadas "A1"
- $T = 6.5$ seg. son llamadas "A2"
- $T = 8.5$ seg. son llamadas "A3"
- $T = 10.5$ seg. son llamadas "A4"
- $T = 12.5$ seg. son llamadas "A5"

Para los diferentes valores de altura y periodo de oleaje, se obtendrá la longitud de la ola en rompiente, de la siguiente manera:

1ª Determinamos al valor de la longitud de ola en aguas profundas por medio de la ecuación de la celeridad:

$$C = \frac{L}{T} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \operatorname{Tan} h \frac{2\pi d}{L}}$$

donde d = profundidad a la cual se desplaza la ola, (en metros).

L = Longitud de la ola a la profundidad " d ", (en metros).

T = periodo de la ola (en segundos).

En el límite de aguas profundas $d/L = 0.5$ por lo tanto la ecuación anterior se reduce a:

$$L_0 = \frac{\pi^2 g}{2\pi} = 1.56 T^2$$

L_0 = Longitud de la ola en aguas profundas.

2ª Con el valor de L_0 calculado anteriormente se evalúa la relación d/L_0 .

3ª Con el valor de d/L_0 definimos el valor de $\operatorname{Tan} h \frac{2\pi d}{L}$ - (Apéndice I. "Oceanographical Engineering").

4ª Utilizando nuevamente la ecuación de la celeridad, podemos obtener la longitud de la ola a la profundidad, "d".

$$L = \frac{T^2 g}{2\pi} \quad \text{Tan h} \frac{2\pi d}{L}$$

5ª Con el valor de la longitud de la ola a la profundidad "d" y para los periodos antes mencionados, se calcula el valor de la energía para los diferentes tipos de ola.

Los cálculos se resumen en las siguientes tablas. Para hacer más fácil el entendimiento de los resultados, se presentan cuatro tablas con diferentes características físicas y el valor de la energía que produce una ola por metro de playa. Ver tablas II. 2.1. a II.2.4.

Por ejemplo: en la tabla II.2.1. aparecen los valores para un oleaje de $H_R = 1$ m y diferentes periodos (T), por tanto en esta tabla se encuentran los datos de oleaje A1, A2, A3, A4, y A5. Entonces las tablas II.2.2., II.2.3. y II.2.4. contienen los datos de las condiciones de oleaje de $H_R = 2$ m, $H_R = 3$ m y $H_R = 4$ m respectivamente.

ALTURAS de 0.25 a 1.75 m, (valor considerado 1.00 m)

	A1	A2	A3	A4	A5
T (seg)	5.5 4-6	6.5 6-7.5	8.5 7.5-9.5	10.5 9.5-11.5	12.5 11.5-13
Lo (m)	47.23	65.96	112.8	172.13	243.95
D/Lo	.021173	.01515	.00886	.005809	.004099
Tanh $\frac{2\pi D}{L}$.3552	.3022	.2336	.1897	.1579
L (m)	16.78	19.93	26.35	32.65	38.52
E $\frac{(Kg-m)}{m}$	2097.5	2491.25	3293.75	4081.25	4815

TABLA II.2.1

ALTURAS de 1.75 a 2.75 m, (valor considerado 2.00 m)

	B1	B2	B3	B4	B5
T (seg)	5.5	6.5	8.5	10.5	12.5
Lo (m)	47.23	65.965	112.8	172.13	243.95
D/Lo	.04234	.030318	.01773	.011618	.008198
Tanh $\frac{2\pi D}{L}$.4911	.4205	.3253	.2655	.2250
L (m)	23.19	27.74	36.69	45.70	54.89
E $\frac{(Kg-m)}{m}$	11595	13870	18345	22850	27445

TABLA II.2.2

II.2 ENERGIA PRODUCIDA POR EL OLAJE.

El valor de la energía producida por una ola se obtiene con la relación:

$$E = \frac{\gamma H_R^2 L_R}{8}$$

Donde:

γ = Peso específico del agua (kg/m^3).

H_R = Altura de la ola (m).

L_R = Longitud de la ola (m).

y se calculó para diferentes condiciones de oleaje. Estas condiciones de oleaje se definieron en función de la profundidad de la rompiente (H_R) y del periodo de la ola (T).

La manera de definir cada condición de oleaje, fué la siguiente:

- 1) Olas con $H_R = 1\text{m}$, son llamadas "As"
- $H_R = 2\text{m}$, son llamadas "Bs"
- $H_R = 3\text{m}$, son llamadas "Cs"
- $H_R = 4\text{m}$, son llamadas "Ds"

Donde el subíndice "s" es función del período (T) de la ola.

2) Entonces si tenemos una ola con $H = 1\text{m}$ y diferentes períodos, se denominarían de la siguiente manera:

- Olas con $T = 5.5$ seg. son llamadas "A1"
- $T = 6.5$ seg. son llamadas "A2"
- $T = 8.5$ seg. son llamadas "A3"
- $T = 10.5$ seg. son llamadas "A4"
- $T = 12.5$ seg. son llamadas "A5"

Para los diferentes valores de altura y periodo de ola je, se obtendrá la longitud de la ola en rompiente, de la siguiente manera:

1ª Determinamos al valor de la longitud de ola en aguas profundas por medio de la ecuación de la celeridad:

$$C = \frac{L}{T} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \operatorname{Tan} h \frac{2\pi d}{L}}$$

donde d = profundidad a la cual se desplaza la ola, (en metros).

L = Longitud de la ola a la profundidad "d", (en metros).

T = periodo de la ola (en segundos).

En el límite de aguas profundas $d/L = 0.5$ por lo tanto la ecuación anterior se reduce a:

$$L_0 = \frac{T^2 g}{2\pi} = 1.56 T^2$$

L_0 = Longitud de la ola en aguas profundas.

2ª Con el valor de L_0 calculado anteriormente se evalúa la relación d/L_0 .

3ª Con el valor de d/L_0 definimos el valor de $\operatorname{Tan} h \frac{2\pi d}{L}$ - (Apéndice I. "Oceanographical Engineering").

4ª Utilizando nuevamente la ecuación de la celeridad, podemos obtener la longitud de la ola a la profundidad, "d".

$$L = \frac{T^2 g}{2\pi} \quad \text{Tan h} \frac{2\pi d}{L}$$

5ª Con el valor de la longitud de la ola a la profundidad "d" y para los periodos antes mencionados, se calcula el valor de la energía para los diferentes tipos de ola.

Los cálculos se resumen en las siguientes tablas. Para hacer más fácil el entendimiento de los resultados, se presentan cuatro tablas con diferentes características físicas y el valor de la energía que produce una ola por metro de playa. Ver tablas II. 2.1. a II.2.4.

Por ejemplo: en la tabla II.2.1. aparecen los valores para un oleaje de $H_R = 1$ m y diferentes periodos (T), por tanto en esta tabla se encuentran los datos de oleaje A1, A2, A3, A4, y A5. Entonces las tablas II.2.2., II.2.3. y II.2.4. contienen los datos de las condiciones de oleaje de $H_R = 2$ m, $H_R = 3$ m y $H_R = 4$ m respectivamente.

ALTURAS de 0.25 a 1.75 m, (valor considerado 1.00 m)

	A1	A2	A3	A4	A5
T (seg)	5.5 4-6	6.5 6-7.5	8.5 7.5-9.5	10.5 9.5-11.5	12.5 11.5-13
Lo (m)	47.23	65.96	112.8	172.13	243.95
D/Lo	.021173	.01515	.00886	.005809	.004099
$\text{Tanh } \frac{2TD}{L}$.3552	.3022	.2336	.1897	.1579
L (m)	16.78	19.93	26.35	32.65	38.52
$E \frac{(\text{Kg-m})}{m}$	2097.5	2491.25	3293.75	4081.25	4815

TABLA II.2.1

ALTURAS de 1.75 a 2.75 m, (valor considerado 2.00 m)

	B1	B2	B3	B4	B5
T (seg)	5.5	6.5	8.5	10.5	12.5
Lo (m)	47.23	65.965	112.8	172.13	243.95
D/Lo	.04234	.030318	.01773	.011618	.008198
$\text{Tanh } \frac{2TD}{L}$.4911	.4205	.3253	.2655	.2250
L (m)	23.19	27.74	36.69	45.70	54.89
$E \frac{(\text{Kg-m})}{m}$	11595	13870	18345	22850	27445

TABLA II.2.2

ALTURAS de 2.75 a 3.75 m (valor considerado 3.00 m)

	C1	C2	C3	C4	C5
T (seg)	5.5	6.5	8.5	10.5	12.5
Lo (m)	47.23	65.96	112.80	172.13	243.95
D/Lo	.06352	.04547	.02659	.01743	.01229
$\text{Tanh } \frac{2 \pi D}{L}$.5894	.5091	.3967	.3220	.2729
L (m)	27.84	33.58	44.75	55.43	66.57
$E \frac{(Kg-m)}{m}$	31320	37777	50343.75	62358.75	74891.25

TABLA II.2.3

ALTURAS de 3.75 a 4.75, (valor considerado 4.00 m)

	D1	D2	D3	D4	D5
T (seg)	5.5	6.5	8.5	10.5	12.5
Lo (m)	47.23	65.96	112.8	172.13	243.95
D/Lo	.08469	.0606	.03546	.02324	.01639
$\text{Tanh } \frac{2 \pi D}{L}$.6630	.5765	.4530	.3720	.3130
L (m)	31.313	38.03	51.098	64.032	76.356
$E \frac{(Kg-m)}{m}$	62629	76060	102196	128064	152712

TABLA II.2.4

II.3 ENERGIA DEL OLAJE MEDIDO.

Ejemplo: oleaje medido el 25 de noviembre.

Como primer paso es necesario deducir el número de horas que actuó cada tipo de ola, para calcular la energía producida por ésta ola en ese día.

El número de horas que actuó cada ola se obtiene:

- 1) Se define el número de mediciones del día = 9;
- 2) Se define el número de mediciones de cada tipo de ola precedentes de NE o del E.

$$A1 = 1 \quad H = 1 \text{ m.} \quad T = 5.5 \text{ seg.} \quad N^{\circ} = 1$$

$$A2 = 2 \quad H = 1 \text{ m.} \quad T = 6.5 \text{ seg.} \quad N^{\circ} = 2$$

y ambos del NE

- 3) Número de horas que actúa cada tipo de ola.

$$N^{\circ} \text{ horas A1} = \frac{N^{\circ} \text{ mediciones tipo A1} \times 24 \text{ horas}}{N^{\circ} \text{ mediciones del día}}$$

$$N^{\circ} \text{ horas A1} = \frac{1 \times 24}{9} = 2.67 \text{ horas actúa la ola A1}$$

$$N^{\circ} \text{ horas A2} = \frac{2 \times 24}{9} = 5.33 \text{ horas actúa la ola A2}$$

- 4) Para calcular la energía producida por cada tipo de ola - en este día se utilizó el siguiente procedimiento:

a) Conociendo la energía que produce una ola del tipo con el que se esté trabajando, se calculará el número de olas que actúan durante el día.

$$\text{Número de olas} = \frac{(\text{Número de horas que actúa})}{(\text{Período})} \times \frac{(3,600 \text{ seg})}{(1 \text{ hora})}$$

Energía/día = (número de olas) (Energía de una ola)
(1 día)

$$E_{A1} = \frac{(2.67) (3600) (2097.5)}{(5.5)} = 3.665 \times 10^6 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m x día}}$$

$$E_{A2} = \frac{(5.33) (3600) (2491.25)}{(6.5)} = 7.354 \times 10^6 \frac{\text{Kg-m}}{\text{día x m}}$$

b) Suma de todas las energías en un día.

$$E = E_{A1} + E_{A2} = (3.665 + 7.354) \times 10^6$$

$$E_{DIA} = 11.019 \times 10^6 \frac{\text{kg-m}}{\text{día x m}}$$

Así como se obtuvo el valor de la energía para el día 25, se hizo lo mismo para los demás días y se presentan en forma sintetizada en la tabla II.3.1. En esta tabla aparecen como datos: El tipo de ola que actúa, el número de horas que actúa y la energía que genera durante el día de observación.

La suma de las energías del oleaje Noreste (NE) es igual a la suma total de energías medidas, esto debido a que todo el oleaje durante las mediciones se presentó en dirección NE.

Energía total del mes de mediciones:

$$E_c = 728.782 \times 10^6 \frac{\text{Kg - m}}{\text{m}^2\text{-24 días}}$$

Para poder hacer uso de la función empírica, es necesario expresar el valor de la energía en un valor medio diario.

$$E_c = 30.37 \times 10^6 \frac{\text{kg - m}}{\text{m - día}}$$

DIA	CONDICION DE OLEAJE	DIRECCION	Nº HORAS QUE ACTUA	ENERGIA PRODUCIDA X10 ⁶ Kg-m/m
25 Nov.	A1	NE	2.67	3.665
	A2	NE	5.33	7.354
26		SE		*
27	A1	NE	3.2	4.393
	A2	NE	12.8	17.661
	A3	NE	1.6	2.232
	B2	NE	1.6	12.291
	B3	NE	1.6	12.431
	D 1	NE	1.6	65.589
	D2	NE	1.6	67.401
28	A2	NE	4.0	5.519
	A3	NE	4.0	5.580
	A4	NE	4.0	5.597
29		SE		*
30	A1	NE	1.6	2.1967
	A2	NE	19.2	26.4915
	A3	NE	3.2	4.464
1 Dic.	A2	NE	15.0	20.5936
	A3	NE	6.0	8.2786
	A4	NE	3.0	4.185
2	A1	NE	24.0	32.949
3		SE		*
4	A1	NE	8.57	11.7658
	A2	NE	15.43	21.2898
5	A2	NE	7.3	10.0723
	A3	NE	9.4	13.113
	B2	NE	1.04	7.9891
	B3	NE	3.13	24.3189
	C3	NE	3.13	66.738
6	A2	NE	4.36	6.0158
	A3	NE	12.00	16.74
	B3	NE	2.18	16.9378
	C3	NE	2.18	46.482
	D3	NE	3.28	141.9683
7	A3	NE	24.00	33.48
8	A3	NE	2.18	3.0411
9-18		SE		*

* Oleaje del sureste no produce transporte litoral Norte - Sur
TABLA II. 3.1

4. FUNCION EMPIRICA DE TRANSPORTE LITORAL.

Ahora se cuenta con toda la información necesaria para la obtención del coeficiente "K" de la ecuación empírica. Este valor, relaciona la energía producida por el oleaje con el transporte del litoral que se genera. Este valor se aplicará únicamente para el Mezquital.

La función es:

$$Q_s = K \left(\sum E_i \sin \alpha \cos \alpha \right)^{0.8}$$

Donde: $Q_s = 3237.08 \text{ m}^3/\text{día}$

$$E_i = 30.37 \times 10^6 \frac{\text{kg-m}}{\text{m-día}}$$

$$\alpha = 37.42^\circ, \text{ para el NE.}$$

El valor del transporte litoral en forma de gasto medio diario, resulta de dividir los 77690 m³ entre los 24 días de mediciones. El valor de la energía y el ángulo incidencia se explicaron en los puntos anteriores.

Despejando el valor de "K" y haciendo las operaciones, tenemos que:

$$K = 377.86$$

Entonces tenemos que la ecuación que rige el transporte litoral en el Mezquital es:

$$Q_s = 377.86 \left(E \sin \alpha \cos \alpha \right)^{0.8}$$

REFERENCIAS.

- Ref. 1.- Wiegel Robert L. Oceanographical Engineering. Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.J. 1964.
- Ref. 2.- Shore Protection. Planning and Design. Beach Erosion Board. Department of the Army U.S.A. 1961.
- Ref. 3.- Dean R.G.- Physical Modeling of Litoral --- Processes. 1971. Inpublicado.
- Ref. 4.- J. Larras.- Cours d' Hydraulique Maritime et d' Travaux Maritimes. Dunod Paris 1961
- Ref. 5.- Estudios de Acarreos Litorales y Topohidrográficos Laguna de Tamiahua, Ver. Elaborado por Consultores S.A. para la Dirección General de Obras Marítimas de la Secretaría de Marina.

CAPITULO III

ESTIMACION DEL TRANSPORTE LITORAL QUE AFECTA AL ACCESO DEL MEZQUITAL

En este capítulo obtendremos la magnitud del volúmen de azolves que deposita en el canal debido a las corrientes litorales, mediante la aplicación de información estadística de oleaje en la ecuación -- de transporte litoral representativa del Mezquital deducida en el capítulo anterior.

Este resultado es importante ya que además de poder compararlo con el volúmen de azolves estimado durante la campaña de mediciones, nos servirá para los cálculos subsecuentes de determinación de la estabilidad de la boca tanto en condiciones actuales como con canal -- rectificado.

La información meteorológica que utilizaremos será la del U.S. NAVAL WEATHER SERVICE COMMAND. Summary of Synoptic Meteorological -- Observations, Area 19 Corpus Christi. La cual consiste de tablas que proporcionan el porcentaje de frecuencia de alturas de olas producidas por vientos de diferentes intensidades provenientes del N, NE, -- E y SE y tablas que proporcionan el porcentaje de frecuencia de alturas de ola asociados a diferentes periodos, ambas para cada mes del año.

Como se mencionó en la sección II.1 solo los oleajes del NE y E pueden originar transporte litoral de sedimentos de Norte a Sur, por lo que solo se analizará el oleaje estadístico en estas dos direcciones. Con el fin de aprovechar los valores de la energía, para -- oleajes de diferentes características, consignados en las tablas -- II.2.1 a II.2.4, se clasificará la información del U.S.N.W.S.C. en alturas de ola de 1,2 y 3 m asociadas a periodos de 5.5, 6.5, 8.5, -- 10.5 y 12.5 seg.

La energía de los datos estadísticos se obtuvo por un procedimiento idéntico al empleado en la sección II.3. Los valores de energía del oleaje del NE y del E, desglosado mensualmente y con la suma anual se presentan en la tabla III.1.

Para poder obtener el valor de la energía total anual y proyectada, se procedió de la siguiente manera:

$$E_i = (E_T \text{ sen } \alpha \text{ cos } \alpha)_{NE} + (E_T \text{ sen } \alpha \text{ cos } \alpha)_E$$

$$E_i = (1012.159) (0.4826) + (1714.961) (0.2474)$$

$$E_i = 912.75 \times 10^6 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m} - \text{año}}$$

El valor de la energía debe estar expresado en un valor medio diario, por lo que el valor anual se divide entre 365 días.

$$E_i = 2.5 \times 10^6 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m} - \text{día}}$$

Utilizando este valor en la función de transporte, nos dá -- como resultado un gasto medio diario:

$$Q_s = 377.86 (2.5)^{0.8} = 786.70 \text{ m}^3/\text{día}.$$

Expresado como volumen anual:

$$V_{\text{anual}} = 287,124 \text{ m}^3$$

Para dar una idea del valor máximo mensual de transporte litoral, se presenta el valor del mes de octubre:

$$V \text{ max} = 31679 \text{ m}^3$$

Y haciendo una ponderación para obtener un volumen para los mismos días de mediciones:

$$v \text{ 24-Nov-18-Dic.} = 14711 \text{ m}^3$$

De lo anterior se concluye lo siguiente:

- 1.- El volumen anual de transporte litoral de norte a sur es de 287124 m^3 en promedio, ya que se calculó en base a datos estadísticos de oleaje.
- 2.- Durante los 24 días de mediciones se estimó un depósito de 77690 m^3 . Si se emplearan datos estadísticos de oleaje para calcular el volumen, éste sería cinco veces menor, lo que significa que fué un período excepcional en cuanto a oleajes del NE y E. Ello se explica por la ocurrencia de grandes olas de hasta 4m , que aunque actuaron 3.2 horas en los 24 días, éstas por si solas produjeron 18% del depósito, esto es 13083 m^3 en 3.2 horas de los 24 días.
- 3.- En caso de la ocurrencia de ciclones pueden generarse -- olas de hasta 4.7m que actúen durante 2 hrs., y que producirían acumulaciones del mismo orden. En épocas de ciclones septiembre y octubre es probable la ocurrencia de 2 ó 3 ciclones que con días de diferencia generen grandes olas en el Mezquital. Ello explica el cierre, que en el pasado, sufrían las bocas desprovistas de escolleras. Debe señalarse que de acuerdo con datos del Atlas de --- Agua de la S.A.R.H., la probabilidad de que se presenten

2 ciclones seguidos en el área del Mezquital es del 19% y del 3% para que se presenten 3 ciclones seguidos.

- 4.- Si comparamos el coeficiente $k = 377.86$ de nuestra función de transporte, con el de Caldwell de 290 resulta el de Mezquital 30% mayor, es decir, da volúmenes 30% mayores. Ello se justifica si se considera de acuerdo con Dean que el coeficiente K es función de gH/W^2 .

H = altura de ola.

W = velocidad de sedimentación del material.

Caldwell obtuvo su coeficiente de mediciones realizadas en playas de California, con sedimentos más gruesos y oleajes altos de poca frecuencia. Así que es lógico que las costas de Tamaulipas, sujetas a ciclones, a nortes y con arenas de playa finas, tengan un coeficiente mayor.

	NE	E
	10^6 Kg/m	10^6 Kg/m
- ENERO	107.538	64.847
FEBRERO	134.333	131.336
MARZO	81.624	180.340
ABRIL	107.959	118.997
MAYO	65.746	219.285
JUNIO	63.787	196.244
JULIO	21.055	93.971
AGOSTO	74.884	149.054
SEPTIEMBRE	94.82	165.253
OCTUBRE	130.116	184.317
NOVIEMBRE	56.968	131.336
DICIEMBRE	73.265	80.343
NE = TOTAL	1012.159	E-TOTAL 1714.961

Para el NE $\text{sen } \alpha \text{ cos } \alpha = 0.4826$

Para el E $\text{sen } \alpha \text{ cos } \alpha = 0.2474$

TABLA III.1

NOTA: α es el ángulo de incidencia del oleaje sobre la costa visto en el capítulo II.

CAPITULO IV

ESTIMACION DEL TRANSPORTE EOLICO QUE AFECTA AL ACCESO DEL MEZQUITAL.

La estimación del transporte eólico se determinó en base a experiencias de Bagnold R. A. (Ref. 1) y O'Brien M.P. & Rindlaub-B.D. (Ref.2).

Sus investigaciones demuestran que la relación gasto eólico (q) - velocidad de viento (v) es de la forma $q = k v^3$. Donde " q " es un gasto por unidad de ancho de dunas, dado en m^3/hr y v la velocidad del viento en m/seg .

Según Bagnold el gasto eólico está dado por la expresión:

$$q = C_b \sqrt{\frac{D}{D_1}} \frac{\gamma_{ai}}{g} v^3$$

donde:

- D = Diámetro percentil 50 de la arena
- D_1 = Diámetro de una arena estándar de 0.25 mm
- γ_{ai} = Peso volumétrico del aire
- C_b = Coeficiente función de las características granulométricas de la arena = Clt
- C = 1.5 para arena uniforme y 1.8 para arena regularmente graduada.
- l = Un pie
- t = Duración del viento.
- U = Velocidad de corte = $\frac{V - V'}{6.13 \log z/z'}$
- V = Velocidad del viento en pie/seg.
- V' = 29.34 Md en pie/seg.
- z = Altura en pies sobre la superficie de arena donde se mide V.

$z' = 0.03281 \text{ Md}$ en pies.

Por otro lado O'Brien y Rindlaub, en base a mediciones de campo, llegaron a la siguiente ecuación:

$$Q_s = 0.36 V^3$$

siempre y cuando la velocidad del viento V sea mayor que 20 ft/seg y medida a 5 ft. del suelo.

La Universidad de Berkeley realizó una investigación sobre estos métodos de cuantificación del transporte eólico, encontrando notables diferencias en los resultados obtenidos, aún para las mismas condiciones de ensayo. De acuerdo a lo anterior llegaron a las siguientes conclusiones:

- a) La ecuación de Bagnold es la que arroja mejores resultados.
- b) La expresión de O'Brien y Rindlaub debe aplicarse únicamente a sitios cuyas condiciones sean similares a las del sitio de su obtención.

En nuestro caso para definir las relaciones $q-v^3$ antes mencionadas se analizaron los registros de vientos y transporte eólico, Tablas I.3.2.1 y I.3.3.1 del Anexo, respectivamente, seleccionando los datos más confiables, es decir aquellos cuya relación velocidad de viento vs. gasto eólico fuera congruente con la realidad. Los datos seleccionados se muestran en las tablas IV.1 y IV.2.

Para el Mezquital, la información recabada en campo, demostró que existen dos relaciones para diferentes rangos de velocidad y que pueden apreciarse en la gráfica IV.1. De esta gráfica se observa una pendiente menor para velocidades de viento menores de 5.8 m/s y con un comportamiento lineal, zona de movimiento probable por saltación; para velocidades mayores de 5.8 m/s el

comportamiento es también lineal pero la recta de correlación --- tiene una pendiente mayor, con movimientos por saltación y suspensión

Haciendo una correlación lineal entre las dos poblaciones de datos medidos, las rectas quedan definidas como sigue:

Para $v \leq 5.8$ m/s

$$q = 5.1 \times 10^{-6} v^3,$$

Para $v > 5.8$ m/s

$$q = 0.0002 v^3 - 0.0387$$

Cuyos coeficientes de correlación son 0.9078 y 0.909 respectivamente. Los cálculos correspondientes se muestran en las tablas IV.3 y IV.4

Con las relaciones $q - v^3$ definidas, se calculó el gasto de arena anual que llega al canal. Para ello se obtuvo información - meteorológica del U.S. Naval Weather Service Command (Referencia 3) con reportes de frecuencia de vientos para diferentes intervalos de velocidades (de los cuales se tomó la marca de clase como la velocidad representativa del intervalo) y direcciones, ver tabla IV.5. Por otra parte, las características fisiográficas de la zona se evalúan en la determinación de la superficie efectiva de dunas, de acuerdo a su área expuesta al viento.

El gasto anual en cada dirección se evalúa con la siguiente ecuación:

$$Q(j) = \sum_{i=1}^n [Q(i) \times D(j,i) \times 24 \text{ hrs.} \times L(j)]$$

Donde:

$Q(j)$: es el gasto en la dirección j ; en m^3

$Q(i)$: es el gasto de la velocidad i , dado por:

$Q(i) = f(v(i))$; $f(v(i))$ se obtiene de las correlaciones para $v \leq 5.8$ m/s o $v > 5.8$ m/s; $Q(i)$ se da en $m^3/hr/m$

$L(j)$: es la longitud de dunas efectiva en la dirección j - en m. Tabla IV.6.

$D(j,i)$: es la frecuencia de la velocidad i en la dirección j en días.

El gasto total anual es:

$$Q_{T\text{Anual}} = \sum_{j=1}^8 Q(j) ; Q \left[m^3 \right] .$$

Estas ecuaciones se resolvieron por computadora, dando un -- gasto total anual de $479,219 m^3$ sin tomar en cuenta el efecto por lluvia. Ver resultados en la tabla IV.7.

Pudo observarse durante las mediciones que la lluvia reduce prácticamente a cero el transporte eólico, en tanto el suelo mantiene humedad superficial.

CORRECCION POR LLUVIA

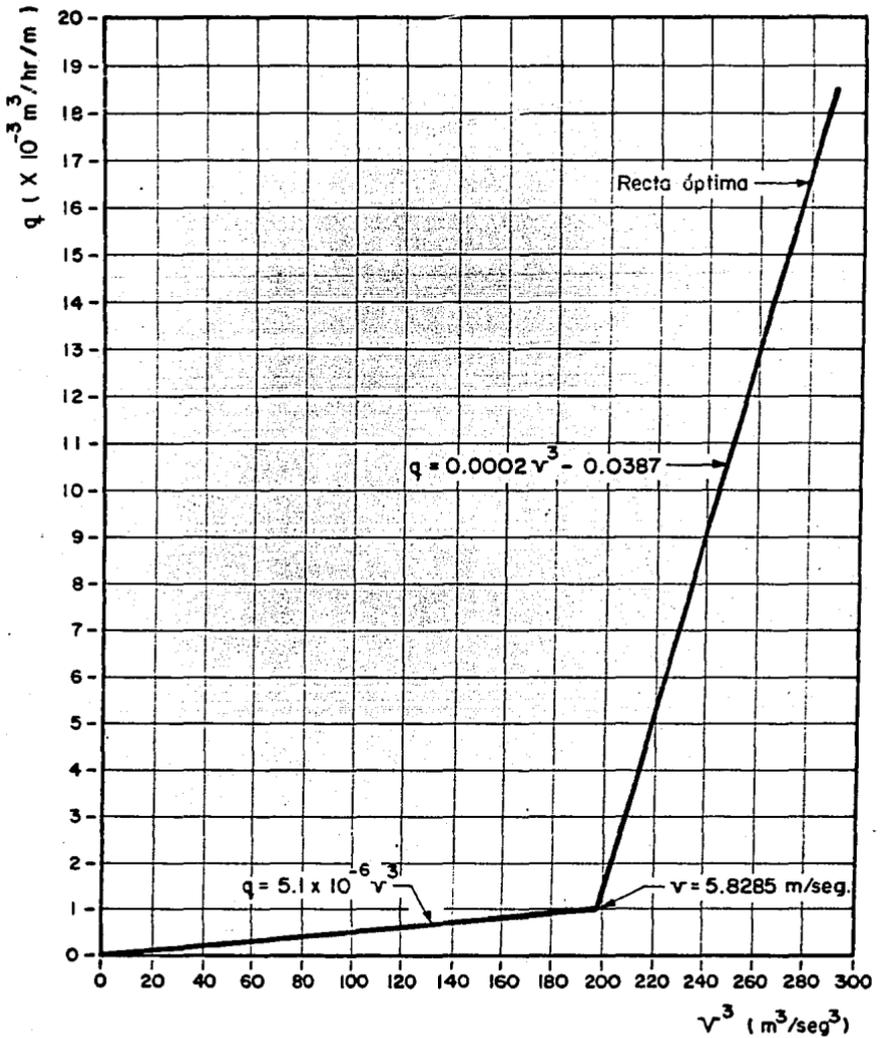
Del Atlas del Agua (SRH) se obtuvo la información concerniente a los días del año en que llueve en la zona del Mezquital. - Este es un estudio hecho con 40 años de registro histórico y de donde se infiere que los días al año con lluvia apreciable en la Boca del Mezquital son 40. Figura IV.2.

Con este dato, el factor de corrección por lluvia es:

$$\frac{365-40}{365} = 0.89041$$

El gasto sólido anual efectivo es: $0.89041 \times 479,219$

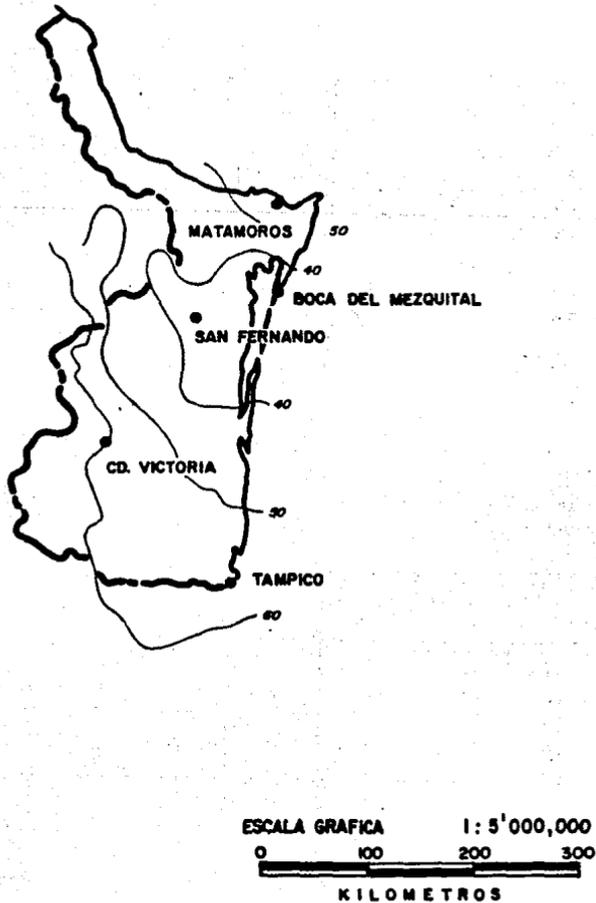
Gasto eólico anual efectivo = $426,701 \text{ m}^3$



RELACION GASTO - VELOCIDAD DE VIENTO

Para el transporte edico que afecta el acceso del Mezquitil, Tamps.

FIGURA IV.1



ISOCURVAS DE LLUVIA APRECIABLE EN DIAS AL AÑO

Esquema tomado del Atlas del Agua (S.R.H.) calculado con un registro de 40 años.

FIGURA IV.2

Día	Hora	Vel. m/seg	v ³	q(m ³ /hr/m)	
				Trampa 1	Trampa 2
Nov. 22	9-10	5.885	200.71	1.19 x 10 ⁻³	5.28 x 10 ⁻⁴
Nov. 23	13-14	5.111	133.52	6.00 x 10 ⁻⁴	7.55 x 10 ⁻³
Nov. 23	15-16	5.220	142.42	7.50 x 10 ⁻⁴	4.37 x 10 ⁻³
Nov. 25	10-11	3.000	27.00	1.98 x 10 ⁻⁴	0
Nov. 26	9-10	5.560	171.47	1.92 x 10 ⁻³	8.40 x 10 ⁻⁴
Nov. 26	10-11	4.944	120.87	5.04 x 10 ⁻³	9.60 x 10 ⁻⁴
Nov. 26	12-13	4.611	98.04	1.08 x 10 ⁻³	7.60 x 10 ⁻⁴
Nov. 28	8-9	2.550	16.69	1.95 x 10 ⁻⁵	8.40 x 10 ⁻⁵
Nov. 29	14-15	5.166	137.86	1.11 x 10 ⁻²	4.08 x 10 ⁻⁴
Nov. 30	10-11	3.139	30.93	1.95 x 10 ⁻⁴	1.70 x 10 ⁻⁴
Nov. 30	15-16	0.0	0.00	0.0	1.44 x 10 ⁻⁴

TABLA IV.1 Velocidad del viento menor de 5.8 m/seg.

Día	Hora	Vel. m/seg.	v ³	q(m ³ /hr/m)	
				Trampa 1	Trampa 2
Nov. 22	10-11	5.856	200.78	2.64 x 10 ⁻³	2.60 x 10 ⁻³
Nov. 22	11-12	6.280	247.40	7.89 x 10 ⁻³	9.63 x 10 ⁻³
Nov. 22	13-14	6.220	240.90	4.80 x 10 ⁻³	9.80 x 10 ⁻³
Nov. 22	14-15	6.390	260.80	8.55 x 10 ⁻³	1.46 x 10 ⁻²
Nov. 22	15-16	6.390	260.80	1.16 x 10 ⁻²	1.62 x 10 ⁻²
Nov. 23	14-15	5.720	187.37	1.518 x 10 ⁻³	4.63 x 10 ⁻³
Nov. 23	16-17	5.830	198.49	4.32 x 10 ⁻³	2.19 x 10 ⁻³

TABLA IV.2 Velocidad del viento mayor de 5.8 m/seg.

n	v ≤ 5.8 m/seg.		v > 5.8 m/seg.	
	x	y	x	y
	v ³	q x 10 ⁻⁴	v ³	q x 10 ⁻³
1	0	0	187.37	1.51
2	27	1.98	198.49	2.19
3	98.04	7.60	200.78	2.64
4	120.88	9.60	200.78	2.60
5	137.86	4.08	240.90	4.80
6	133.52	6.00	240.90	9.80
7	142.42	7.50	247.40	7.89
8	171.47	8.40	247.40	9.63
9	30.93	1.95	260.80	11.60
10	30.93	1.70	260.80	14.60
11	16.69	0.80	260.80	16.20
12	200.71	11.90		

TABLA IV.3

Las ecuaciones a utilizar son:

Ec. de la recta : $y = mx + b$

donde: $m = \frac{S_{xy}}{S_{xx}}$ $b = \bar{y} - m\bar{x}$

Coefficientes de correlación: $r_{xy} = \frac{S_{xy}}{(S_{xx} S_{yy})^{1/2}}$

	v ≤ 5.8 m/seg	v > 5.8 m/seg
$\sum X_i$	1,110.44	2,546.42
$\sum Y_i$	0.0062	83.47
$\sum X_i Y_i$	0.8346	20.68
$\sum (X_i)^2$	153,945.2	507,660.05
$\sum (Y_i)^2$	4.82×10^{-6}	905.06
\bar{X}	92.5368	231.49
\bar{Y}	0.0005	0.0076
Sxx	614,261.19	90,005.73
Syy	2.0×10^{-5}	0.003
Sxy	3.184	14.94
rxy	0.9078	0.909
m	5.18×10^{-6}	0.0002
b	0	-0.0387

TABLA IV.4

Velocidad media	N	NE	NW	SE	S	SW	W	E
1.028	0.36	1.09	0.00	1.09	1.09	0.36	0.36	1.46
3.598	10.22	15.69	3.28	34.67	18.25	3.65	2.55	31.75
8.224	24.45	24.45	9.49	69.71	23.72	3.28	2.19	38.32
14.135	13.50	2.92	5.11	9.12	0.36	0.00	0.73	4.38
18.274	1.82	0.32	0.73	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00
24.672	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

TABLA IV.5. Duración del viento en días, en el año.

J	Dirección	Longitud (m)
1	N	624.0
2	NE	650.0
3	NW	442.0
4	SE	400.0
5	S	1219.0
6	SW	1336.0
7	W	667.0
8	E	195.0

TABLA IV.6 Longitud de dunas efectiva para cada dirección, en la Boca del Mezquital.

Dirección	Gasto anual (m ³)
N	161,021
NE	58,301
NW	44,941
SE	98,757
S	56,011
SW	7,657
W	8,701
E	23,830
Total	479,219

TABLA IV.7 Gasto eólico anual para cada dirección en la -
Boca del Mezquital.

Referencias :

(Ref.1) Bagnold R.A. - The physics of Blow Sand and Desert
Dunes. William Morrow & Comp. New York, 1938..

(Ref.2) O'Brien M.P. & Rindlaub B.D. - The transportation
of Sand by wind. Civil Engineering Vol. 6 No. 5 ,
May 1936.

(Ref.3) U.S. Naval Weather Service Command. Summary of Synop
tic Meteorological observations. Area 19 - Corpus -
Christi Mayo 1970.

CAPITULO V
ESTIMACION DE LA ESTABILIDAD DE LA BOCA
DEL MEZQUITAL, TAMPS.

La estabilidad de una boca de comunicación laguna-mar depende de varios factores, tanto ambientales como geométricos, así como de que ésta tenga o no escolleras de protección.

Entre los principales factores ambientales podemos mencionar - el oleaje, el viento, las corrientes litorales y en forma más - - ligada con las características geométricas del canal: las mareas, las cuales generan corrientes de flujo y reflujos a través del canal y cuyas velocidades asociadas a su área hidráulica determinan el - - prisma de marea. El prisma de marea así como el volumen de transporte litoral y eólico son elementos que determinan la estabilidad de una boca.

Varios investigadores han estudiado el flujo a través de canales de marea y sus condiciones de estabilidad contra el depósito de - - sedimentos. En este caso, para determinar la estabilidad de la boca en condiciones actuales utilizaremos las contribuciones hechas por:

- a).- Keulegan, quien investigó la hidráulica de las entradas de marea.
- b).- O'Brien, quien considera que existe una relación de equilibrio entre el área hidráulica de una boca (área estable de O'Brien, véase Fig. V.2.1.d) y el prisma de marea. Además define un "Índice de Estabilidad", el cual incluye la - - capacidad de almacenamiento de la entrada antes de que - - esta se cierre debido al depósito de arena y también - - incluye la capacidad de la boca para transportar el exceso de arena que tiende a depositarse en la entrada.

- c).- Escoffier, el cual relaciona la estabilidad de la boca con los cambios que ésta puede sufrir en su sección transversal y los cuales tienden a cerrar ó abrir la boca.
- d).- Per Bruun, quien considera la estabilidad de la boca en función de la relación entre el prisma de marea y el volumen de transporte litoral.

Para poder aplicar los métodos mencionados anteriormente, es necesario conocer las características geométricas e hidráulicas representativas de la boca. A continuación definiremos las variables que determinan la hidráulica de una boca que conecta a una laguna con el mar.

El flujo a través de un canal de comunicación océano-laguna ha sido analizado por varios investigadores, tales como: Chapman (1923), Brown (1928), Keulegan (1967), Dean (1971) y otros, quienes generalmente han hecho sus análisis bajo las siguientes hipótesis:

- a).- El área superficial de la laguna permanece horizontal durante el ciclo de marea, es decir, las elevaciones de marea están en fase a través de la laguna.
- b).- El nivel de marea media es igual en la laguna y en el océano.
- c).- El área hidráulica del canal y el área superficial de la laguna permanecen constantes.
- d).- La aceleración de la masa de agua en el canal es despreciable.
- e).- El flujo en el canal ocurre debido a la diferencia de niveles del agua entre el océano y la laguna.

Brown consideró que las curvas de marea en el océano y la laguna eran del tipo de una senoide sobre un mismo nivel de marea media, tal como se muestra en la figura V.1.

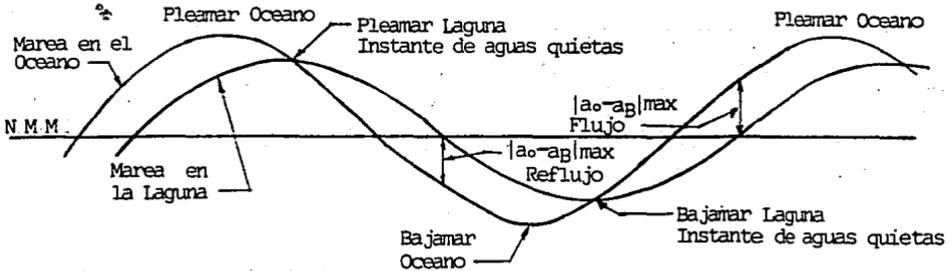


FIG. V.1. Diagrama de definición de mareas en océano y laguna .

En esta figura se observa la marea en el océano y la marea que se presentaría en una laguna conectada al mar, la cual resulta amortiguada y defasada con respecto a la primera. Se puede ver que la semi-amplitud de la marea en el océano η_o es mayor que la semi-amplitud de la marea en la laguna η_b , este amortiguamiento que sufre la marea al llegar a la laguna se debe a las características hidráulicas y geométricas del canal de comunicación. Por otro lado la pleamar en el océano no ocurre en un instante dado y tiempo después se presenta esta pleamar en la laguna, al tiempo de retraso entre las dos pleamares se le denomina defasamiento " ϵ ", lo mismo ocurre en el caso de las bajamares.

El flujo y reflujos dependen de las diferencias de niveles entre el océano y la laguna. El flujo ocurre cuando los niveles en el océano (a_o) son mayores que en la laguna (a_B), llegando a un valor máximo cuando la diferencia $a_o - a_B$ es máxima. Análogamente el reflujos se presenta cuando los niveles en la laguna (a_B) son mayores que los niveles en el océano (a_o), y es máximo cuando $a_B - a_o$ es máxima. — Existe un instante en que tanto el flujo como el reflujos son nulos, — ello ocurre cuando las dos curvas se intersectan, es decir en ese momento $a_B = a_o$ y por lo tanto las velocidades de corriente de marea — son iguales a cero, después de este instante el sentido de la corriente se invierte.

En la siguiente sección realizaremos los cálculos hidráulicos — de marea que servirán de base para posteriormente estimar la estabilidad de la boca en condiciones actuales.

V.1.- CALCULO HIDRAULICO DE MAREAS, CORRIENTES DE MAREA Y PRISMA DE MAREA.

Con el fin de determinar el prisma de marea, se seleccionó el ciclo de marea correspondiente al día 11 de Diciembre ya que - ese día se obtuvieron mejores datos, tanto de velocidades en el - canal como de niveles en los limnógrafos 1 y 2. Además la marea de viento en la laguna (que favorece siempre a la estabilidad), - era mínima y ocurría una marea viva, que es la que gobierna la es- tabilidad.

Se observó en las gráficas de los limnógrafos, que el defasa- miento entre las mareas difícilmente podría determinarse con exac- titud, debido a que los relojes de los limnógrafos sufrían atra- sos, ello debido al fuerte transporte eólico, el cual dañaba los mecanismos. Además la escala de tiempos de dichas gráficas no pro- porcionaba suficiente precisión. Sin embargo las amplitudes regis- tradas sí son confiables.

También se observó que las velocidades medidas carecían de - precisión para valores de velocidad cercanos a cero. Debido a es- to no se utilizaron estos datos para calcular el prisma de marea.

En consecuencia se optó por calcular el defasamiento " ϵ " - entre las mareas en 2 y 1 (laguna y acceso respectivamente) en -- función de la relación entre amplitudes (η_2/η_1) y del llamado -- coeficiente de llenado K (el cual se define más adelante), ello - mediante las gráficas K vs. η_2/η_1 y K vs. E de Keulegan ane- xas, comprobando con la fórmula:

$$\cos \epsilon = \frac{2 \cdot \eta_2}{2 \eta_1} \quad \text{dónde: } 2 \eta_2 = 0.42 \text{ m y } 2\eta_1 = 0.505 \text{ m}$$
$$\epsilon = 2.248 \text{ hrs.}$$

Las horas en que ocurrían los pleamares y bajamares se ajusta

ron de acuerdo a las consignadas en la tabla de predicción de mareas 1984 para Matamoros (Ref. 3), considerando los defasamientos correspondientes. Véase plano "Diagrama de Mareas y de Velocidades en el Canal" Marea Viva 1 - 2.

Habiendo determinado el defasamiento, se procedió a calcular las velocidades en el canal por medio de la ecuación dinámica.

$$\Delta V = \frac{g}{L} \left(\Delta a \pm F \frac{v^2}{2g} \right) \Delta t$$

Donde

ΔV = Incremento de velocidad

Δa = Diferencia de niveles entre los extremos del canal en un instante dado.

Δt = Intervalo de tiempo.

g = Aceleración de la gravedad.

L = Longitud del canal.

F = Coeficiente que agrupa perdidas de energía - por entrada, salida y fricción. Es decir,

$$F = K_{en} + K_{ex} + \frac{fL}{4R}$$

f = Coeficiente de fricción de Darcy.

Utilizando la ecuación dinámica y las mediciones de V_{max} de campo se obtiene la variación de velocidades con respecto al tiempo en el canal, para las mareas medidas en los puntos 2 y 1 (Laguna y acceso respectivamente).

La calibración consiste en encontrar el valor de F que dé la velocidad máxima igual a la medida. Se utilizó una computadora -- Apple II - E para calibrar la ecuación dinámica.

Solo se consideran las velocidades altas ya que para éstas - los molinetes dan máxima precisión y el efecto de marea de viento es mínimo.

De la curva de velocidades contra tiempo calculada, previa - calibración de F se infiere el prisma de marea viva entre 2 y 1 - (P_{1-2}) en flujo y reflujó.

El prisma es el producto del área bajo la curva de velocidades y el área hidráulica media del canal.

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Velocidad máxima calculada = 0.802 m/seg. En flujo
Velocidad máxima medida = 0.79 m/seg. En flujo (3º ciclo)

Ello se logró para $F = 5.6$

El área hidráulica media del canal es $A_{1-2} = 838 \text{ m}^2$.

Prisma de marea viva entre 2 y 1 (Laguna y acceso):

$P_F = 11'803,984 \text{ m}^3$ en flujo
 $P_R = 18'081,945 \text{ m}^3$ en reflujó

Ver plano "Diagrama de mareas y de velocidades en el canal"

"Marea viva (1-2)".

En base a los valores anteriores, se determinarán las condiciones hidráulicas en el canal en el tramo comprendido entre los senos de las escolleras y el mar (puntos 1 y 0 respectivamente), considerando que el prisma de marea debe ser igual al calculado - entre 1 y 2 tanto en flujo como en reflujó, ellos por razones de continuidad.

La marea en el punto 1 se obtiene de las gráficas del limnógrafo 1 para el día 11 de diciembre y la marea en el punto 0 (mar) de las tablas de predicción de mareas del Instituto de Geofísica de la UNAM (Ref. 3), también del día 11 de diciembre para Matamoros.

De la tabla de predicción de mareas se determinó:

Para el día 11 de Diciembre : Pleamar = + 0.52 M.S.N.B.M.

Bajamar = - 0.12 M.S.N.B.M.

Para el día 12 de Diciembre : Pleamar = + 0.52 M.S.N.B.M.

Bajamar = - 0.09 M.S.N.B.M.

Al comparar estos niveles con los registrados por el limnógrafo 1 se encontró que existía un desplazamiento vertical tal que impedía definir los instantes en que la velocidad en el canal era nula, por lo que se hizo un ajuste ya que aparentemente las dos curvas no estaban referidas a un mismo nivel. Es decir, que por alguna razón no coinciden los bancos de nivel, o bien a que el efecto del viento fué tal que modificó los niveles medios en el canal con respecto a los del mar.

El ajuste consistió en que los niveles del limnógrafo se subieron en 18.3 cm. con respecto al mar. De acuerdo a ello la equivalencia entre planos de referencia quedó:

Nivel 0.0 (limnógrafo 1) = Nivel + 0.183 m del Instituto de Geofísica.

Aplicando nuevamente la ecuación dinámica en el tramo entre escolleras (0 - 1) con la condición de que el prisma de marea entre 0 y 1 debe ser igual al prisma entre 1 y 2 ($P_{0-1} = P_{1-2}$) tanto en flujo como en reflujo se obtuvo:

a) Para un coeficiente de $F = 1.5$ resultaban prismas mucho mayores que los calculados entre 1 y 2, debido a las velocidades altas. Para valores mayores de F se observó que el programa de computadora no respondía a las condiciones hidráulicas que físicamente deberían ocurrir en el canal. Debido a que está formulado en tal forma que cuando Δa es menor que el término de fricción, este invierte el flujo, cosa físicamente imposible y que no ocurría cuando F

es relativamente bajo, como en el cálculo entre 1 y 2.

- b) Debido a lo anteriormente dicho se modificó el programa de computadora. Para ello se consideró que cuando Δa es menor que $F \frac{v^2}{2g}$ el incremento o decremento de velocidad en el intervalo Δt es nulo, ya que la fricción no puede invertir el flujo.

El cálculo se realizó por tanteos variando F hasta encontrar un prisma similar al encontrado entre 1 y 2. Condición que debe cumplirse por razones de continuidad.

- c) Finalmente para un valor de $F = 10.68$, que corresponde a una n de Manning de 0.035, se llegó a un prisma de marea en flujo de $10'044,588 \text{ m}^3$, el cual es muy aproximado al calculado entre 1 y 2.

El área hidráulica media considerada en el tramo 0 - 1 fue de 539 m^2 . Área existente el día 11 de diciembre. Ver plano "Diagrama de Mareas y de velocidades en el Canal Marea Viva 0 - 1".

Con el valor del coeficiente $F = 10.68$ calculado y aplicando la ecuación dinámica, evaluamos la variación de velocidades en el canal en el tramo 0 - 1 (mar y acceso respectivamente) para el caso de Marea media. Las gráficas de niveles de marea media se obtienen promediando los pleamares y bajamares registradas por el limnógrafo 1 durante la campaña de mediciones para el punto 1, y para el punto 0 (mar) se obtiene promediando las pleamares y bajamares determinadas de la tabla de predicción de mareas 1984 (ref. 3) para el mismo lapso de tiempo.

Los resultados son:

Marea media de la predicción

Pleamar = + 0.448 M.S.N.B.M.

Bajamar = + 0.024 M.S.N.B.M.

$$\eta_0 = .424m$$

Marea media del limnógrafo 1

Pleamar = + 0.404 M.S.N.B.M.

Bajamar = + 0.042 M.S.N.B.M.

$$\eta_1 = 0.362 m.$$

Con la ec. $\cos \epsilon = \frac{\eta_1}{\eta_0}$ se calcula los defasamientos

$\epsilon_{0-1} = 2.09$ hrs. y podemos construir las gráficas correspondientes, que nos sirven para encontrar los valores de " Δa " que se aplicarán en la ec. dinámica.

El prisma de marea que resulta de integrar el área bajo la curva de velocidades y multiplicar esta por el área hidráulica - media del canal $A = 507 m^2$ durante la época de mediciones, es:

Prisma de marea en flujo:	$P_F = 5'956,175 m^3$
Prisma de marea en reflujo:	$P_R = 7'556,842 m^3$
Prisma promedio	$P = 6'753,508 m^3$

Ver plano "Diagrama de Mareas y de Velocidades en el canal Marea Media 0 - 1".

Fecha	Nivel	Limnógrafo 1		Limnógrafo 2		$\frac{2 \eta_e}{2 \eta_i}$	ϵ (Hrs)
		elev.	$2 \eta_i$	elev.	$2 \eta_e$		
		(m)	(m)	(m)	(m)		
DIC. 11	Bajamar	- 0.240		- 0.18			
DIC. 11	Pleamar	+ 0.265	0.505	+ 0.24	0.42	0.83	2.248
DIC. 12	Bajamar	- 0.21		- 0.09			
DIC. 12	Pleamar	+ 0.40	0.610	+ 0.26	0.35	0.57	3.665

TABLA V.1.1 obtención de defasamiento entre los puntos 1 y 2

Fecha	Hora	Nivel	elev. (m)	$2 \eta_e$ (m)
DIC. 11	10:41	Bajamar	- 0.12	0.64
	21:23	Pleamar	+ 0.52	
DIC. 12	11:30	Bajamar	- 0.09	0.61
	22:00	Pleamar	+ 0.52	

TABLA V.1.2 Datos obtenidos de tablas de Predicción de Mareas 1984 UNAM.

Fecha	Limnógrafo 1	Pronóstico	$\frac{2 \eta_i}{2 \eta_e}$	ϵ (Hrs)
	$2 \eta_i$	$2 \eta_e$		
DIC. 11	0.505	0.64	0.7891	2.53
DIC. 12	0.610	0.61	1	0

TABLA V.1.3 obtención de defasamiento entre los puntos 0 y 1.

V.2.- CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA BOCA POR EL METODO DE ESCOFFIER.

Escoffier relaciona la estabilidad de la boca de una laguna - litoral con las condiciones que tienden a abrir o cerrar la boca.-

Escoffier ha presentado un concepto de estabilidad considerando que ésta se encuentra supeditada a condiciones de depósito o -- arrastre de sedimentos, que tienden a variar el tamaño de la sección transversal del acceso. Ello repercute en una variación de - la velocidad máxima, y este cambio de velocidad puede ser un incremento o un decremento de la misma, es decir, un incremento o decremento de la capacidad de arrastre de sedimentos.

En la figura V.2. se presenta un caso representativo del concepto.

Donde:

Si $A > A_{cr}$ La boca es estable a tendencias de cierre de la boca.

Si $A < A_{cr}$ La boca es inestable a tendencias de cierre de la boca.

Considerando la parte derecha de la curva. Si un depósito ocurre en la boca, el área de la sección transversal decrecerá con un incremento de velocidad y por lo consiguiente un incremento en la capacidad de autodragado.

Si velocidades extraordinarias aumentan el área de la sección transversal, la velocidad decrece al igual que el poder de autodragado. En ambos casos la tendencia será a establecer el área estable o de equilibrio de O'Brien.

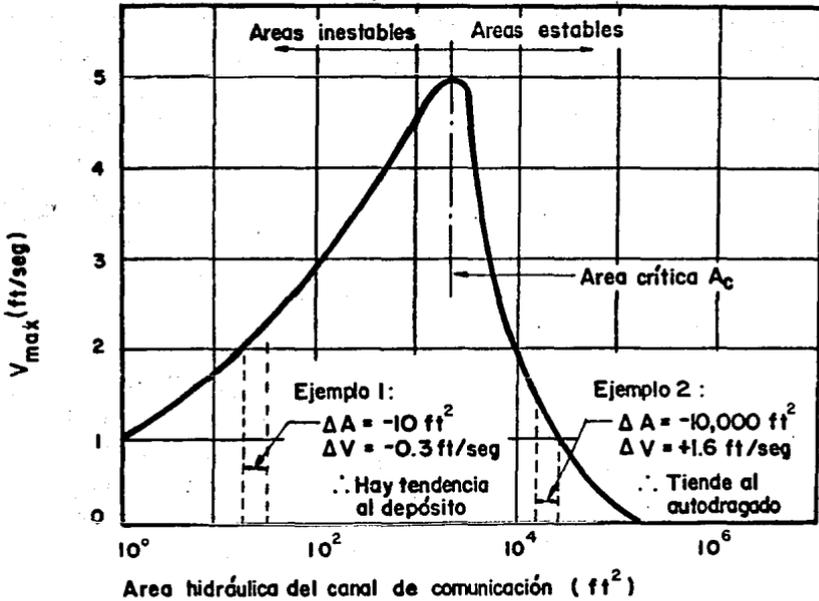


FIG.V.2 CONCEPTO DE ESTABILIDAD DE ESCOFFIER

Considerando la parte izquierda de la curva, cualquier disminución en el área de la sección transversal traería como consecuencia una disminución de la velocidad y una tendencia a reducir aún más el área, por pérdida de capacidad de autodragado.

Debido a la naturaleza variable de las mareas, el área de la sección transversal de equilibrio, así como el área crítica, son significantes en general, en términos de una marea media o V_{max} media. Sin embargo, en el caso del Mezquital es más significativa la marea viva.

Si la máxima velocidad asociada con A_c es menor que la velocidad crítica del material, es obvio que la boca tenderá a cerrarse bajo la acción de un depósito continuo de sedimento, ello lo refleja con mayor claridad el criterio de estabilidad de O'Brien a través de su coeficiente de estabilidad β . Si $\beta = 0$ la boca tiende siempre al cierre, como se verá adelante.

Para la obtención de la curva de estabilidad de Escoffier se utilizó el modelo matemático de Keulegan.

Se asume que las características del sistema para la utilización del método de Keulegan son: que la bahía o laguna solo tiene una boca que la conecta al mar; y que no debe estar interconectada a otras lagunas o bahías. Si el método se usa cuando lo anterior no se cumpla, lo único que ocurre es que los resultados de estimación de la estabilidad son sobreestimados. Esto no ocurre en nuestro caso, como se comprobará adelante.

Existen diferentes mediciones de campo que pueden ser usadas para estimar el COEFICIENTE DE LLENADO K de Keulegan:

- 1) Con el valor del defasamiento entre la pleamar o bajamar en el mar y la máxima y mínima elevación del nivel del agua

en la boca, ver: Figura V.2.1.a

2) Con el valor de la razón entre las amplitudes de marea en la bahía a la del mar (η_1/η_0) Figura V.2.1.b

Considerando que ya se conoce el prisma de marea y el área estable de la boca, obtenida en la gráfica de O'Brien, es posible de terminar:

$$K = \frac{T}{2\pi\eta_0} \frac{\sqrt{2g\eta_0}}{\left[Ken + Kex + \frac{fL}{4R} \right]^{1/2}} \frac{A_C}{A_B} \quad (1)$$

$$K = \frac{T}{\pi} \frac{\sqrt{2g\eta_0} \cos E}{\left[Ken + Kex + \frac{fL}{4R} \right]^{1/2}} \frac{A_C}{P} \quad (2)$$

Si $P = 2 A_B \eta_B$ y $\cos E = \frac{\eta_B}{\eta_0}$

$$F = Ken + Kex + \frac{fL}{4R}$$

T = Periodo de la marea

Ken = Coeficiente de pérdida por entrada

Kex = Coeficiente de pérdida por salida

F = Coeficiente de pérdida total

$2\eta_0$ = Amplitud marea en el mar

$2\eta_B$ = Amplitud marea entrada laguna

P = Prisma de marea

A_C = Sección transversal media del canal de acceso

- A_B = Área hipotética de la laguna
- f = Coeficiente de fricción de Darcy
- E = Defasamiento de los pleamares

El área hipotética de la Laguna, A_B , no es el área total de la laguna sino una área hipotética que sería afectada uniformemente por la entrada del prisma de marea en flujo. La amplitud de la marea en el área hipotética es constante é igual a la de la entrada a la bahía γ_B .

La amplitud real de la marea dentro de la laguna es variable y menor que el valor de " γ_B ". Por ello el valor del área hipotética es en general menor que el valor total del área de la bahía y - en caso de lagunas grandes también menor al del área real afectada. Con los valores característicos de la boca y la suposición que la boca está originalmente en equilibrio, la respuesta de la boca al azolve de arena se investigó, a continuación:

Se consideró que cierto volumen de arena es transportado dentro de la boca y que produce una reducción en la sección transversal de la boca. La constricción de la sección transversal tendería a modificar la velocidad de la corriente en la boca, lo que da lugar a un incremento en la fricción debido a la reducción del área. Es de importancia conocer la forma en que la boca es azolvada. Ello se obtuvo de la campaña de mediciones.

El patrón o forma de azolvamiento afecta la respuesta de la boca. Por ejemplo, si la arena es depositada a los lados del canal, - el radio hidráulico es poco afectado.

Un azolvamiento, de la sección transversal, del mismo espesor

a todo lo largo del perímetro mojado y a todo lo largo del canal, tendría diferente respuesta al cierre de la boca, que un azolvamiento sólo en cierta longitud del canal.

Supondremos, de acuerdo a lo observado en la campaña, que la reducción de la sección transversal será en un tramo de 200m, entre escolleras y que la reducción de área se representa con un coeficiente k

$$A_c = k A_E \quad (3)$$

Donde: k : es el parámetro de reducción de  rea.

Y la relación del radio hidráulico con el radio hidráulico del área estable (A_E) es:

$$R = \sqrt{k} R_E \quad (4)$$

Refiriéndose a la figura V.2.2 puede demostrarse que para una reducción de área y longitud de azolvamiento dados por k y Δl , respectivamente, el nuevo coeficiente de llenado está dado por:

$$K = \frac{T}{2\pi\gamma_0} \frac{A_E}{A_B} \frac{\sqrt{2g\tau_0}}{\left[\frac{K_{en} + K_{ex}}{k^2} + \frac{f\Delta l}{4Rk^2} + \frac{f(1-\Delta l)}{4R_E} \right]^{1/2}} \quad (5)$$

en la cual el área hipotética de la laguna A_B no cambia,

Con el coeficiente de llenado "K" obtenido por las consideraciones de azolvamiento, V' máx es determinado de la figura V.2. l.c y $V_{m\acute{a}x}$ determinada por:

$$V_{m\acute{a}x} = V'_{m\acute{a}x} \frac{2\pi}{T} \eta_0 \frac{A_B}{A_C} \quad (6)$$

Este es el valor de velocidad máxima en la región de azolvamiento y sería la velocidad que tendería a restaurar el área a la condición estable de O'Brien. Para la utilización de las ecuaciones (5) y (6), la marea viva fué considerada como la condición más representativa, aunque normalmente se utiliza la marea media. Esto debido a que ésta última se incrementa por la marea de viento en la laguna, que es favorable a la estabilidad en el Mezquital y a que el área crítica calculada con marea viva es similar a la medida durante la campaña (300m²) no así en caso de considerar marea media.

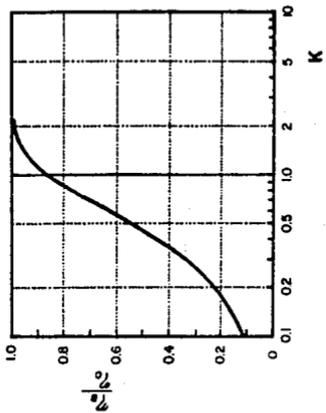


FIGURA b

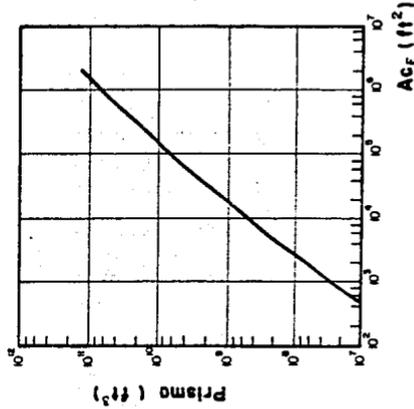


FIGURA d

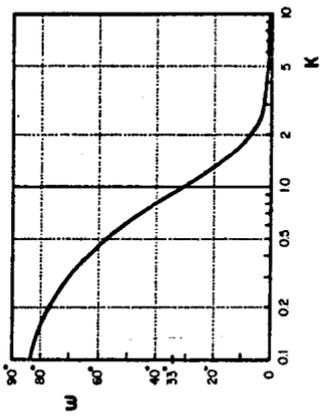


FIGURA c

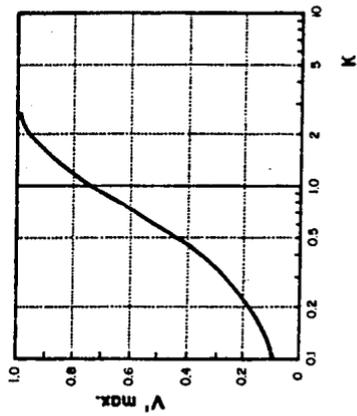


FIGURA e

FIGURA V.2.1

OBTENCION DE LA CURVA DE ESTABILIDAD SEGUN ESCOFFIER.

El cálculo de la curva de estabilidad, se inicia con el valor -- del área estable de O'Brien $A_E = 944 \text{ m}^2$ (véase sección VI.2.2), consi-- derando el radio hidráulico $R = A/P_m = 944/400 = 2.36 \text{ m}$ y con el ---- valor del coeficiente de llenado K.

El valor del coeficiente de llenado K para condiciones actuales, se obtiene mediante la ecuación 2 considerando: $T = 86,400 \text{ seg.}$ ya que la marea en el Mezquital es de tipo diurna; el prisma de marea calcu-- lado en la sección anterior $P = 14'937,661 \text{ m}^3$; el coeficiente de pérdi-- da total, también calculado en la sección anterior $F = 10.68$; el área hidráulica promedio del canal durante la campaña de mediciones ---- $A = 539 \text{ m}^2$; la amplitud de la marea en el mar $2\eta_o = 0.64 \text{ m}$ y la ampli-- tud de la marea en la entrada de la laguna $2\eta_B = 0.505 \text{ m}$.

De lo anterior se obtiene $K = 0.6053$ (para condiciones actuales).

Con el valor de K calculado, el área estable de O'Brien $A_E = 944 \text{ m}^2$, los valores de F, T y η_o anteriormente mencionados y aplicando la ---- ecuación 1, obtenemos el área hipotética de la laguna:

$$A_B = 29'338,698 \text{ m}^2$$

Ahora obtendremos las velocidades máximas para diferentes áreas hidráulicas menores que la estable cuyos valores nos definen la curva de estabilidad de Escoffier.

La obtención de la curva de Escoffier se muestra en la tabla V.2.1 , cuyo procedimiento de cálculo se describe a continuación :

Columna 1.- Se suponen valores del área hidráulica del acceso, menores que el valor del área hidráulica estable (944 m^2).

Columna 2.- Se calcula el coeficiente de reducción de área k (κ) que es igual al área hidráulica propuesta entre el área hidráulica estable.

Columna 3.- Radio hidráulico de la sección. Se obtiene con la ecuación 4 considerando $R_E = 2.36 \text{ m}$. y el coeficiente k calculado en la columna 2.

Columna 4.- Coeficiente de llenado modificado " K_m ". Para el área hidráulica estable se utiliza la ecuación 2 considerando $A_C = A_E = 944 \text{ m}^2$. Para áreas menores que la estable se utiliza la ecuación 5 , donde $l = 600 \text{ m}$. y $\Delta l = 200 \text{ m}$. y considerando $K_{en} + K_{ex} = 1$.

Columna 5.- Coeficiente adimensional de velocidad máxima - $V'max$. Se obtiene con el valor del coeficiente de llenado K_m calculado en la columna 4 y la gráfica K vs. $V'max$ (figura V.2.1.c).

Columna 6.- Velocidad máxima " $V \text{ max}$ ". Se calcula con la ecuación 6 , donde A_C es el área hidráulica propuesta.

Ac m ²	k	R m	Km	V' máx	V máx m/seg
944	1.0000	2.3600	1.0601	0.770	0.5578
900	0.9533	2.3043	1.0276	0.760	0.5812
875	0.9269	2.2721	1.0128	0.755	0.5939
850	0.9004	2.2394	0.9972	0.750	0.6073
825	0.8739	2.2062	0.9808	0.740	0.6173
800	0.8474	2.1725	0.9635	0.725	0.6237
775	0.8209	2.1383	0.9453	0.720	0.6394
750	0.7945	2.1035	0.9262	0.715	0.6561
725	0.7680	2.0682	0.9061	0.700	0.6645
700	0.7415	2.0322	0.8849	0.690	0.6784
675	0.7150	1.9956	0.8628	0.680	0.6933
650	0.6885	1.9583	0.8395	0.669	0.7084
625	0.6620	1.9202	0.8151	0.658	0.7246
600	0.6355	1.8814	0.7896	0.640	0.7342
575	0.6091	1.8418	0.7631	0.621	0.7433
550	0.5826	1.8013	0.7353	0.608	0.7608
525	0.5561	1.7599	0.7064	0.588	0.7708
500	0.5296	1.7175	0.6764	0.575	0.7915
475	0.5032	1.6740	0.6453	0.553	0.8013
450	0.4767	1.6294	0.6132	0.530	0.8106
425	0.4502	1.5835	0.5800	0.508	0.8227
400	0.4237	1.5362	0.5460	0.485	0.8345
375	0.3972	1.4874	0.5111	0.459	0.8424
350	0.3707	1.4370	0.4754	0.435	0.8554
325	0.3442	1.3847	0.4391	0.405	0.8577
300	0.3177	1.3304	0.4022	0.374	0.8580
275	0.2913	1.2737	0.3650	0.341	0.8534
250	0.2648	1.2144	0.3275	0.309	0.8507
225	0.2383	1.1521	0.2901	0.275	0.8412
200	0.2118	1.0862	0.2527	0.240	0.8259
175	0.1853	1.0161	0.2158	0.205	0.8062
150	0.1588	0.9407	0.1795	0.168	0.7708
125	0.1324	0.8587	0.1440	0.130	0.7158

TABLA V.2.1

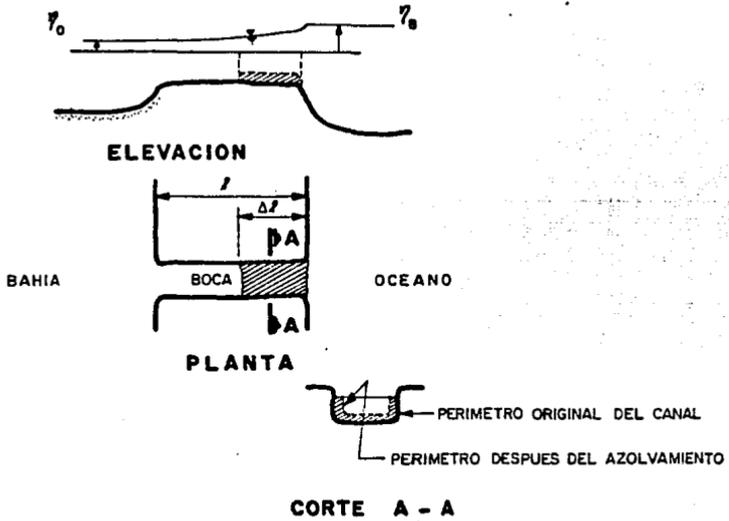
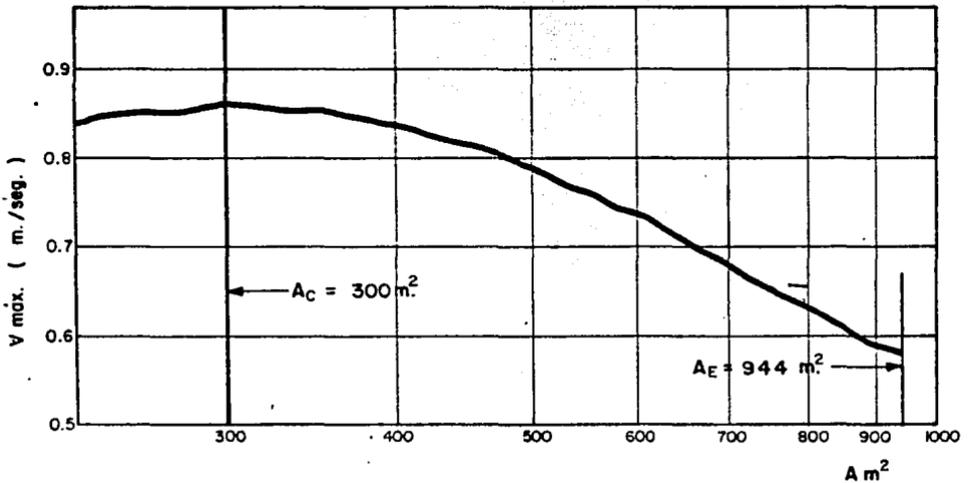


FIGURA V.2.2



CONSIDERACIONES DE ESTABILIDAD SEGUN ESCOFFIER
FIGURA V.2.3

V.3. CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA BOCA POR EL METODO DE O'BRIEN.

O'Brien propone lo que llama INDICE DE ESTABILIDAD β . Este índice β , fué definido para representar la capacidad de una boca para permanecer abierta bajo condiciones de azolvamiento. Las bocas con áreas estables mucho mayores que sus áreas críticas poseen mayor capacidad de azolvamiento por lo cual tendrán mayor resistencia al cierre. El índice de estabilidad refleja - además la capacidad de autodragado, esto es de arrastrar sedimentos hacia el mar o hacia la laguna.

EL INDICE DE ESTABILIDAD, β , fué definido por O'Brien --- como:

$$\beta = \int_{A_C}^{A_E} (V_{max} - V_T)^3 dA_C$$

Donde:

- V = velocidad del agua.
- V_T = velocidad crítica del sedimento.
- A_E = Area hidráulica estable.
- A_C = Area hidráulica crítica.

De donde se desprende que:

- a) A mayor diferencia $A_E - A_C$, mayor β
- b) A mayor diferencia $V_{max} - V_T$, mayor β
- c) A mayor β mayor capacidad de la boca de permanecer abierta, con mayor sección transversal y con mayor capacidad de soportar sedimentos externos.

La velocidad crítica del sedimento se obtuvo con las fórmulas de Maza - García.

$$V_c = 4.712 \left[\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right]^{1/2} D^{0.35} R^{0.15}$$

Donde:

R = Radio hidráulico de la sección transversal del canal

D = Diámetro medio de las partículas

γ = Peso volumétrico del agua

γ_s = Peso volumétrico del material

La ecuación de Maza se reduce a:

$$V_c = 6.05 D^{0.35} R^{0.15}$$

Si:

$$\gamma_s = 2650 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

D = entre 0.0005 y 0.1 metros

Y además para tirantes entre 0.4 y 10.00 m.

Tomando en consideración los diámetros del material muestreado en el canal entre escolleras, se obtuvieron valores de la velocidad crítica para diferentes radios hidráulicos.

Partiendo del valor del área estable (944 m^2) se calcularon los valores de V_{\max} para diferentes áreas reducidas por depósito de sedimento, es decir diferentes valores de K. Ello por medio del modelo matemático de Keulegan y con la forma de depósito explicados en V.2. De hecho se obtuvieron los valores de A_c y V_{\max} para intervalos ΔA , del diagrama de Escoffier. Finalmente se realizó una integración finita para obtener el índice de estabilidad, ver tabla V.3.1.

AREA	V max	Vcritica PARA ARENA	$(V \text{ max} - V_C)^3$	ΔA	$(V \text{ max} - V_C)^3 A$
944	.5577	.333	.0113	44	0.4991
900	.5812	.332	.0154	25	0.3868
875	.5939	.3313	.0181	25	0.4527
850	.6073	.3306	.0211	25	0.5296
825	.6173	.3298	.0237	25	0.5941
800	.6237	.3291	.0255	25	0.6392
775	.6394	.3283	.0301	25	0.7527
750	.6561	.3275	.03548	25	0.8870
725	.6645	.3267	.0385	25	0.9636
700	.6784	.3258	.0438	25	1.0959
675	.6933	.3249	.05	25	1.2499
650	.7084	.324	.0568	25	1.42
625	.7246	.323	.0647	25	1.6198
600	.7342	.3221	.0699	25	1.7496
575	.7433	.3210	.07	25	1.7521
550	.7608	.320	.0856	25	2.1412
525	.7708	.3188	.0923	25	2.3086
500	.7915	.3177	.1063	25	2.6590
475	.8013	.3165	.1139	25	2.8425
450	.8106	.3152	.1215	25	3.0395
425	.8227	.3138	.1317	25	3.2948
400	.8345	.3124	.1423	25	3.5579
375	.8424	.3109	.1501	25	3.7536
350	.8554	.3093	.1628	25	4.0715
325	.8577	.3076	.1664	25	4.1616
300	.8580	.3057	.1684	25	4.2117

$$\Sigma = 50.6394 \frac{m^5}{s^3}$$

$$\beta = 0.192 \times 10^5 \frac{ft^5}{s^3}$$

TABLA V. 3. 1.

Para poder comparar el valor de β con los presentados por O' Brien para diferentes bocas estables se dará este en unidades inglesas:

$$\beta = .192 \times 10^5 \quad \frac{\text{pies}^5}{\text{seg}^3}$$

Los valores de β calculados por O' Brien para algunas bocas abiertas son:

Government cut, FLA.	11.0×10^5
Boca ratón Inlet, FLA.	$.12 \times 10^5$
Stump pass, FLA.	$.75 \times 10^5$
Broad Creek, FLA.	1.7×10^5

De ello se desprende la posibilidad de mantener una boca - abierta en el Mezquital con estabilidad razonable, aunque crítica en condiciones actuales.

V.4 EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE LA ENTRADA SEGÚN EL CRITERIO DE PER BRUNN.

Per Brunn considera la relación entre el prisma de marea y el transporte litoral anual P/M_T para definir la estabilidad de la boca.

De acuerdo a la experiencia, valores grandes de la relación P/M son de canales con buen autdragado y valores bajos de P/M son de canales con formación de barras, sección reducida o tendencia al cierre.

En base a estudios realizados en diferentes bocas de Estados Unidos y Europa se determinaron los siguientes límites:

Para mareas diurnas.

Para $\frac{P}{2 M_T} > 150$

La boca tiene condiciones satisfactorias de estabilidad.

Para $150 > \frac{P}{2 M_T} > 100$

La boca tiene condiciones de estabilidad aceptables.

Para $100 > \frac{P}{2 M_T} > 50$

La boca tiene condiciones de estabilidad entre regulares y pobres.

Para $\frac{P}{2 M_T} < 50$

Las condiciones de estabilidad son pobres.

Para el caso del Mezquital:

$$\frac{P}{2M} = \frac{14937661}{2 \times 287,124} = 26$$

Ello sin considerar la influencia de la marea de viento en la laguna. Esta aumenta considerablemente el prisma en flujo con vientos al norte y en reflujos con vientos del sur. Con los valores máximos de marea por viento de 0.60 m. reportados en "Estudio Preliminar de la Laguna Madre de Tamaulipas" se duplicaría la amplitud de la marea viva al igual que el gradiente hidráulico, con lo que podrían esperarse prismas de $14000000 \times 2^{1/2} = 19.8 \times 10^6 \text{ m}^3$

Es decir: $\frac{P_{\max}}{2M} = \frac{19800,000}{2 \times 287,124} = 34.4$

En cualquier caso las condiciones de estabilidad son pobres.

V.5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PRELIMINARES PARA EL PROYECTO

El área de la sección transversal mínima del canal entre escolleras, medida en Diciembre de 1984, fué de 340 m^2 . Ello significa que se encontraba cerca de las condiciones críticas de Escóffier, de haber aumentado el depósito de sedimentos en forma notable habría habido la posibilidad de cierre total. Ello lo confirman los criterios de estabilidad de O'Brien y Brunn. Es decir la posibilidad de cierre total en condiciones actuales no es remoto.

El depósito de sedimentos fue en aumento notable de Noviembre a Diciembre de 1984, debido a los oleajes de los "Nortes", por la forma de crecimiento del depósito, por la morfología del fondo entre escolleras y en consecuencia la forma del flujo, pero principalmente por la granulometría del depósito (similar a la del sedimento playero y mayor que la del sedimento del canal entre laguna y seno de escolleras), es de suponerse, con bastante certeza, que el depósito de sedimentos entre escolleras procede en un alto porcentaje de la playa norte.

En efecto, la escollera norte se encuentra totalmente rebasada, en tanto la playa, al sur de la escollera sur se encuentra erosionada; ello a tal grado que se teme una conexión del seno sur con la playa sur. De lo anterior se desprende que el sedimento playero depositado entre escolleras procede del norte y es transportado por las olas procedente del NE y E, que son las únicas que producen acarreo litoral de N a S. Entre escolleras, se suman las corrientes producidas por las olas, generalmente en rompiente, con las de flujo y reflujó principalmente. Ello origina la forma actual de depósito de sedimento entre escolleras y la formación de dos canales cerca-

nos a la escolleras, siendo en Diciembre de 1984, más importante el del norte.

Es de señalarse que sobre la parte más alta del depósito, a profundidades de 0.5 a 1.00 m ocurría la rompiente de olas relativamente pequeñas, procedentes del NE al SE. La rompiente sobre una superficie sensiblemente horizontal produce corrientes hacia el interior del canal, arrastrando con ello sedimentos y produciendo gran turbulencia. La irregularidad de los canales de flujo y reflujo y la turbulencia hacen que el actual canal entre -- escolleras sea hidráulicamente ineficiente y de morfología sumamente variable, además dichas variaciones se realizan muy rápidamente como se constató por las variaciones de las batimetrías -- levantadas durante la campaña de medidas, del 20 de Noviembre al 18 de Diciembre de 1984.

Conociendo la magnitud del problema a continuación se dan -- algunas recomendaciones preliminares:

- a.- Aumentar la eficiencia hidráulica en el canal entre escolleras y por ende el prisma de marea.
- b.- Para lograr lo anterior se recomienda concentrar el flujo en un solo canal de sección uniforme y recto, que no tenga tendencias a divagar. La sección de dicho canal -- debe ser tal que permita el acceso de camareros, con un ancho cercano al mínimo para lograr máximo calado y -- evitar rompientes en el mismo.

- c.- Minimizar la entrada de transporte litoral, ello en un principio incrementando las velocidades en el canal y posteriormente mediante la prolongación de escolleras.

Habiendo determinado la magnitud del problema y considerando las conclusiones y recomendaciones preliminares, pasaremos a la siguiente etapa que es el proyecto de las obras de protección necesarias para estabilizar el acceso.

REFERENCIAS.

- 1.- O'Brien, M.P. and Dean, R.G. 1973 "Hydraulic and Sedimentary Stability of Coastal Inlets", Proceedings of the 13th International Conference on Coastal Engineering, Vancouver. Printed by the A.S.C.E.
- 2.- Wiegel, Robert L. 1964 "Oceanographical Engineering". Prentice - Hall, Inc./Englewood Cliffs, N.J.
- 3.- Tablas de predicción de mareas 1984. Instituto de Geofísica de la U.N.A.M.
- 4.- Review of Inlet Hydraulics. By Prakash B. Joshi and Ashish J. Mehta.

CAPITULO VI

PROYECTO DE LAS OBRAS DE PROTECCION

Antecedentes.- El proyecto de las obras necesarias para profundizar el acceso a 6.00 m y proporcionar las áreas hidráulicas factibles de estabilizarse se realizará de acuerdo a las condiciones siguientes:

- a) .- Sin obras nuevas.
- b) .- Con solo fijación de dunas.
- c) .- Con solo prolongación de escolleras.
- d) .- Con fijación de dunas y prolongación de escolleras.

Descripción de las Obras.- Las obras existentes en la Boca del Mezquital, Tamps, consiste en:

Escolleras Norte y Sur .- Formadas a base de enrocamiento y cubos de concreto con longitudes de 400 y 450 m, aunque la escollera Norte esta prolongándose 155 metros por lo cual se considerará como realiza da dicha prolongación para fines del proyecto, la separación entre escolleras es de 400 m y las elevaciones + 1.56 y + 2.56 en los empotramientos y parte final, los taludes son 1:1.5 tanto para el lado de mar como para el lado de acceso.

Acceso.- El acceso o canal que comunica al mar con la Laguna Madre tiene una longitud total de 2000 m y tiene un ancho de 400 m entre escolleras, después del empotramiento de las escolleras se formaron senos en la zona de transición del ancho de 400 al ancho de 200 m, la profundidad de proyecto del acceso es de 6.0 m

Muelles.- Al finalizar el acceso se encuentra la Laguna Madre y en el lado Norte se localiza un muelle granelero y un muelle de pesca.

Dunas.- En el lado sur del canal de acceso se encuentra una zona de dunas muy pegadas al canal y con elevaciones del orden de 11.0 m.

Una vez descritas las principales obras que influyen en el desarrollo del proyecto pasaremos a diseñar las estructuras necesarias para estabilizar el acceso, tales como las escolleras de protección, incluyendo su capacidad de retención de material, así como la sección hidráulica adecuada del tramo de canal entre escolleras y las obras accesorias.

Habiendo realizado lo anterior analizaremos cuatro alternativas de solución técnica y económicamente factibles en base a las condiciones mencionadas anteriormente y calcularemos los costos inherentes a cada una de ellas.

VI. 1 ESTUDIO DE OLAS DE DISEÑO.

Con el fin de realizar el diseño de las escolleras de protección es indispensable determinar las características del oleaje que incide sobre ellas. El oleaje de diseño corresponde a las características del oleaje máximo seleccionado.

La altura y periodo del oleaje de diseño se puede estimar mediante algunos métodos de predicción del mismo, basados en las características de los vientos que los generan.

Los métodos de predicción del oleaje se pueden clasificar en:

- a) Predicción del oleaje en la zona de generación.
- b) Predicción del oleaje en la zona de decaimiento.
- c) Predicción del oleaje en aguas intermedias y someras.
- d) Predicción del oleaje dentro de un huracán.

En el primer caso, el método más utilizado en ingeniería es el Método de Sverdrup - Munk - Bretschneider (SMB), mediante el cual se obtienen la altura significativa $H_{1/3}$ y el periodo significativo $T_{1/3}$ que representan al oleaje real. La altura de la ola significativa se define como la altura media o promedio del tercio medio de todas las olas más altas en una observación dada; y al promedio de los periodos comprendidos en el mismo tercio se le denomina periodo significativo.

Para valuar la altura de la ola significativa por este método se tienen las siguientes ecuaciones. (ajustadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM):

$$\frac{g (H_{1/3})}{U^2} = 0.2525 \tan h \left[0.01 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{0.49} \right]$$

$$\frac{g (H 1/3)}{U^2} = 12.3174 \tan h \left[0.0004345 \left(\frac{gt}{U} \right)^{0.33} \right]$$

Para el periodo significativo se tienen las siguientes ecuaciones, también ajustadas por el Instituto de Ingeniería:

$$\frac{g (T 1/3)}{U} = 0.358 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{0.28}$$

$$\frac{g (T 1/3)}{U} = 50.721 \tan h 0.015 \frac{gt}{U}^{0.20}$$

En las ecuaciones anteriores: U es la velocidad del viento formativo, t es su duración, F es el fetch y g es la aceleración de la gravedad.

Para el segundo caso (zona de decaimiento), la predicción del oleaje se puede realizar por medio del Método de Sverdrup - Munk (SM), el cual partiendo de la base de considerar que la velocidad del viento es nula, propone las siguientes ecuaciones:

$$\frac{(T 1/3)D}{(T 1/3)G} = \left[1 + 0.005953 \frac{D}{g(T 1/3)G^2} \right]^{1/2}$$

$$\frac{(H 1/3)D}{(H 1/3)G} = \left[\frac{(T 1/3)D}{(T 1/3)G} \right]^{-2.655}$$

donde D es la longitud de la zona de decaimiento, H 1/3 y T 1/3 son la altura y periodo significativo, respectivamente y los subíndices G y D indican que las características del oleaje son para la zona de generación y decaimiento, respectivamente. La altura y periodo de la ola significativa para la zona de generación se obtienen mediante las fórmulas del método SMB anteriormente descrito.

Existen métodos gráficos de predicción del oleaje, los cuales se sintetizan a continuación (Ref. 2):

Método de Pierson - Neumann - James (PNJ).- Este método, se basa en la relación entre la distribución de la energía de las ondas y sus frecuencias, a esta relación se le denomina "Espectro".

Bretschneider.- Este investigador propone un método gráfico de predicción del oleaje para la zona de decaimiento y otro para la zona de aguas intermedias y someras. Para el primero considera que la disminución de la energía del oleaje se debe a la dispersión del mismo y para el caso de aguas intermedias y someras asume que las características de las ondas en este tipo de aguas se deben a la energía suministrada por el viento y a la pérdida de energía provocada por la fricción que se desarrolla en el fondo.

Predicción del oleaje dentro de un huracán.- Esta es la condición que rige para el acceso del Mezquital.

Para obtener las características del oleaje significativo generado por un huracán, se puede hacer uso de los métodos SMB o PNJ, sin embargo no son muy confiables ya que no toman en cuenta los cambios en la velocidad, dirección y duración del viento debidos al desplazamiento del huracán. Es mas conveniente utilizar las fórmulas empíricas propuestas por el CERC (Coastal Engineering Research Center) para determinar la altura y periodo de la ola significativa en aguas profundas. Estas fórmulas son:

$$(H \ 1/3)_{\text{máx}} = 5.03 e^{\left(\frac{R \Delta p}{4700}\right)} \left[1 + \frac{0.29 \alpha V_F}{(U_R)^{1/2}} \right]$$

$$(T_{1/3})_{\text{máx}} = 8.6 e^{\left(\frac{R \Delta p}{9400}\right)} \left[1 + \frac{0.145 \alpha V_F}{(U_R)^{1/2}} \right]$$

donde

$(H_{1/3})_{\text{máx}}$ = altura máxima de la ola significativa en aguas profundas, en m.

$(T_{1/3})_{\text{máx}}$ = periodo de la ola significativa correspondiente a $(H_{1/3})_{\text{máx}}$, en s

R = radio del viento máximo, en Km. Se mide desde el centro del huracán al lugar donde la velocidad del viento es máxima y varía entre 9 y 90 Km.

Δp = diferencia de presión, en mm de mercurio. Está dado por $(p_n - p_o)$, donde p_n es la presión atmosférica normal al nivel del mar e igual a 760 mm de mercurio y p_o es la presión que se tiene en el centro del huracán, expresada en mm de mercurio.

V_F = Velocidad de desplazamiento del huracán, en m/s

U_R = Velocidad máxima del viento, en m/s; debe ser calculada a 10 m de la superficie del mar y corresponde al punto donde el radio sea igual a R. Se pueden utilizar las siguientes expresiones:

$$U_R = 0.865 U_{\text{máx}} \text{ (huracán estacionario)}$$

$$U_R = 0.865 U_{\text{máx}} + 0.5 V_F \text{ (huracán desplazándose)}$$

$U_{\text{máx}}$ = Velocidad máxima del viento gradiente, en m/s; debe ser calculada a 10 m arriba de la superficie del mar y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$U_{\text{máx}} = 0.446 \left[14.5 (p_n - p_o)^{1/2} - 0.31R(2w \text{ sen } \phi) \right]$$

w = velocidad angular de la tierra, en rad/h, igual a $\frac{2\pi}{24}$ rad/hora

ϕ = latitud del lugar, en grados.

α = Coeficiente que depende de la velocidad de avance del huracán y del incremento en la longitud del fetch al desplazarse el huracán.

Para huracanes que se desplazan lentamente o moderadamente, $\alpha = 1.0$.

Para la zona del Golfo de México, a partir de los datos de huracanes registrados, se propone utilizar la siguiente ecuación para calcular R

$$R = 1.85 \left[10 \left(\frac{P_o}{150} - 3.45 \right) \right] + \Delta R$$

$$\Delta R = 1.85 \left[10 \left(\frac{1}{2} \left(\frac{P_o}{38} - 16.74 \right) \right) \right]$$

donde R y ΔR están en Km y P_o en mm de mercurio.

Otro método de predicción del oleaje dentro de un huracán, es el propuesto por el Dr. Rolando Springall G., el cual se aplicará en nuestro caso por considerarlo más confiable.

Este método comprende el estudio de la variación de las características del oleaje en la zona de generación con respecto a sus frecuencias de incidencia, mediante un modelo matemático de los campos de viento producidos por huracanes en el suroeste del Golfo de México, en la zona comprendida entre los 90 y 98° longitud Oeste., 18 y 26° latitud Norte.

La estimación de las características del oleaje significante se hace en base al conocimiento de las características del huracán que las produce. La secuencia a seguir es la siguiente:

- A) Determinación de las características del huracán de diseño.
- B) Determinación de las características del oleaje en aguas profundas.
- C) Determinación de la sobreelevación originada por vientos — ciclónicos en costas a mar abierto.
- D) Propagación de la ola hacia la costa.

Con objeto de realizar el proyecto de las escolleras es necesario determinar las características del oleaje para condiciones extremas para lo cual se utilizó el método indicado en el "Estudio y Análisis Estadístico del Oleaje Generado por Huracanes en el Suroeste del Golfo de México" Vol. 361 por Rolando Springall G. Instituto de Ingeniería U.N.A.M.

A).- Determinación de las Características del Huracán de Diseño.

- 1.- Índice de presión central del huracán.- El índice de presión central del huracán se determina con la fórmula:

$$P_o = 25.25 + 0.085 \phi$$

en donde P_o = índice de presión central del huracán

ϕ = latitud en grados de la posición del huracán = 25.23°

$$P_o = 27.39 \text{ pulgadas de Hg}$$

- 2.- Radio de vientos máximos.-

$$R = \text{antilog. } (0.17 P_o - 3.45)$$

$$R = 16.11 \text{ millas náuticas}$$

- 3.- Índice de energía máxima para ciclón estacionario

$$E_{h\text{m}\acute{a}\text{x}} = 13\ 913 (29.92 - P_o)^{7/6} R^{2/3} (\text{sen } \phi)^{-1/3}$$

$$E_{h\text{m}\acute{a}\text{x}} = 348\ 259$$

- 4.- Índice de energía para ciclón con desplazamiento

$$E'_{h\text{m}\acute{a}\text{x}} = E_{h\text{m}\acute{a}\text{x}} \left[1 + 0.037 \frac{V_d}{(29.92 - P_o)^{0.5}} \right]$$

V_d = velocidad de desplazamiento del huracán, en nudos = 14

$$E'_{hm\acute{a}x} = 461\ 675$$

5.- Angulo de incidencia

$$\theta = 14.39 + 0.52 Vd$$

$$\theta = 21.67^\circ$$

6.- Longitud de Fetch en línea con el índice de energía máxima para un ciclón estacionario

$$F = 0.183 (E_{hm\acute{a}x})^{0.553}$$

$$F = 212.38 \text{ millas náuticas}$$

7.- Longitud del Fetch en la línea con el índice de energía — máxima para un ciclón con desplazamiento.

$$F' = F + 2.47 Vd$$

$$F' = 212.38 + 2.47 \times 14 = 246.96 \text{ m n}$$

8.- Posición del Fetch con respecto al centro del ciclón

$$F' = F_i + F_d$$

$$F_d = 8.8F_i \therefore 9.8 F_i = 246.96; F_i = 25.20 \text{ m n}$$

$$F_d = 221.76 \text{ m n}$$

F_i = porción del Fetch a la izquierda del centro del ciclón

F_d = porción del Fetch a la derecha del centro del ciclón

9.- Posición relativa del centro del ciclón con respecto a la línea de máxima energía para ciclón estacionario.

$$\frac{F}{R} = 2.619 - 0.0345 R$$

$$\frac{F}{R} = 2.619 - 0.0345 \times 16.11 = 2.06$$

10.- Posición relativa del centro del ciclón con respecto a la línea de máxima energía para ciclón con desplazamiento.

$$\left(\frac{F}{R}\right)' = \frac{F}{R} - 0.04 Vd$$

$$\left(\frac{F}{R}\right)' = 2.06 - 0.04 \times 14 = 1.50$$

11.- Velocidad del viento sobre el agua para ciclón estacionario.

$$V_{om\acute{a}x} = 54.56 (29.92 - P_0)^{1/2} 0.230 R \text{ sen } \phi$$

$$V_{om\acute{a}x} = 54.56 (29.92 - 27.39)^{1/2} 0.230 \times 16.11 \times \text{sen } 25.23^\circ$$

$$V_o \text{ m\acute{a}x} = 85.20 \text{ nudos}$$

12.- Velocidad del viento sobre el agua para ciclón con desplazamiento.

$$V_{od} = V_o - 0.500 V_d \text{ cos } \phi$$

ϕ = ángulo entre las líneas de flujo y la dirección de movimiento del sistema

$$V_{od} = 85.20 - 0.500 \times 14 \times \text{cos } 21.67^\circ = 78.69$$

nudos.

B).- Determinación de las características del oleaje en aguas profundas.

1.- Altura de la ola significativa.

$$H = 0.0133 (E'h \text{ m\acute{a}x})^{0.518}$$

$$H = 0.0133 (461 \text{ 674})^{0.518} = 11.43 \text{ m}$$

2.- Período de la ola

$$T = 0.4485 (E'h \text{ m\acute{a}x})^{0.261}$$

$$T = 0.4485 (461 \text{ 674})^{0.261} = 13.49 \text{ seg.}$$

C).- Determinación de la sobre elevación originada por vientos -- ciclónicos en costas a mar abierto.

El cálculo de la sobre elevación de tormenta requiere una -- integración numérica de las fórmulas siguientes:

$$d = d(M L W) + A_s + S_1 + S_2 \quad (\text{Ec } 17 \text{ P})$$

En donde:

$d(\text{MLW})$ = profundidad medida desde el nivel medio del mar.

A_s = elevación del agua debida a la marea astronómica.

S_1 = elevación del nivel del agua debido a reducción de -
la presión atmosférica de la normal.

S_2 = elevación del nivel del agua debido a los esfuerzos
de viento

$$S_1 = 1.14 \Delta P_o \left[1 - e^{-R/r} \right] \quad (\text{Ec } 17 \text{ q})$$

En donde $\Delta P_o = P_N - P_o$ reducción de la presión atmosférica, -
en el centro del ciclón, de lo normal.

R = radio del viento máximo medido del centro del -
ciclón a la zona de vientos máximos.

r = distancia al punto de interés, medida desde el
centro del ciclón.

$$S_2 = \sum_1^N \Delta S_i \quad (\text{Ec } 17 \text{ r})$$

$$\Delta S_i = dt \left[\sqrt{\frac{2KUu_x \Delta X}{g (dt)^2} + 1} - 1 \right] \quad (\text{Ec } 17 \text{ s})$$

g = aceleración de la gravedad (32.16 pies/seg²)

U = valor absoluto de la velocidad del viento

u_x = componente de la velocidad del viento en la dirección -
de cálculo.

ΔX = incremento de la distancia horizontal sobre la cual ac-
túa Uu_x

K = parámetro de esfuerzo $K = 30 \times 10^{-6}$ para la placa conti-
nental donde la profundidad no es constante.

Se emplearán los parámetros de esfuerzos de viento del NORFOLK
STANDARD PROJECT HURRICANE que viene en el ejemplo del libro

"SHORE PROTECTION. PLANNING AND DESIGN"

El perfil del fondo marino mostrado en la Fig. VI.1.1 se tomó del plano LM-31 del estudio regional de la Laguna Madre, Tamps.

TABLA VI.1.1 CONFIGURACION DEL FONDO MARINO

X		d		S
km	mn	m	pies	
3	1.62	10	32.8	0.0033
15	8.09	20	65.6	0.0008
40	21.28	50	163.9	0.0012
66	35.61	100	327.9	0.0019
85	45.87	200	655.7	0.0053
99	53.42	500	1639.3	0.0214

1.- Incremento en el nivel del agua por esfuerzos de viento.

TABLA VI.1.2 MAREA DE VIENTO.

X	di	df	\bar{d}	$\frac{KUU_x \Delta x}{g}$	Δsi	dt	Si
mn	pies	pies	pies				
55	2496	1845	2171	40	0.02	2171	0.02
50	1845	1194	1520	45	0.03	1520.02	0.05
45	1194	628	1061	45	0.04	1061.05	0.09
40	628	468	548	50	0.05	548.09	0.14
35	468	321	395	55	0.14	395.14	0.28
30	321	262	292	60	0.21	292.28	0.49
25	262	204	233	65	0.28	233.49	0.77
20	204	153	179	70	0.39	179.77	1.16
15	153	116	135	70	0.52	136.16	1.68
10	116	79	98	65	0.66	99.68	2.34
5	79	50	65	60	0.92	67.34	3.25
0	50	20	35	50	1.40	38.25	4.66

2.- Incremento en el nivel del agua debido a reducción de la -
presión atmosférica.

$$S_1 = 1.14 \Delta P_o \left[1 - \bar{e} \frac{R}{r} \right]$$

$$\Delta P_o = 29.92 - 27.39 = 2.53 \text{ pulgadas de Hg}$$

$$R/r = 1$$

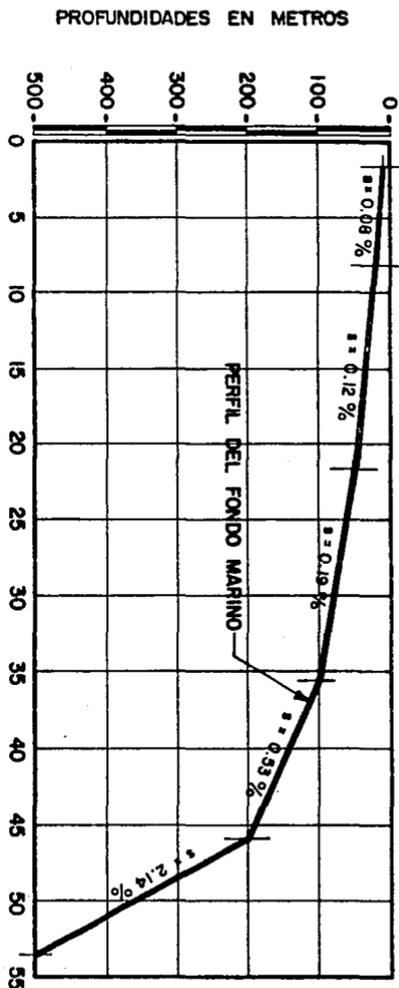
$$S_1 = 1.14 \times 2.53 \left[1 - 0.37 \right] = 1.82 \text{ pies}$$

3.- Marea astronómica.

$$A_s = 1.0 \text{ pie}$$

FIG. VI.1.1 - PERFIL DEL FONDO MARINO

PROFUNDIDAD		DISTANCIA DESDE LA PLAYA
pies	m.	
		0.00
50	15.2	9.26
79	24.2	18.53
116	35.4	27.80
153	46.5	37.07
204	62.2	46.33
262	80.0	55.60
321	97.8	64.86
468	142.8	74.13
628	191.6	83.40
1194	364.1	92.66
1845	562.8	101.93



D).- Propagación de la ola hacia la costa.

El procedimiento a utilizar una vez determinada la ola significativa en aguas profundas, consiste en propagar dicha ola hacia la costa sobre la influencia continua del viento máximo como si el ciclón se moviera hacia la costa y mantuviera la misma dirección a no ser que la intensidad del huracán cambie.

Para realizar la propagación de la ola es necesario contar con ecuaciones que nos relacione al Fetch con la altura de ola y el período.

De las fórmulas;

$$H = 0.0133 (E' h \text{ máx})^{0.518}$$

$$T = 0.4485 (E' h \text{ máx})^{0.261}$$

Se tiene la siguiente expresión:

$$T = 2.1723 (H)^{0.50}$$

De las fórmulas;

$$F = 0.183 (E h \text{ máx})^{0.553}$$

$$E' h \text{ máx} = E h \text{ máx} \left[1 + 0.037 \frac{Vd}{(29.92 - P_0)^{0.5}} \right]$$

$$H = 0.0133 (E' h \text{ máx})^{0.518}$$

y uniformizando al sistema inglés se tienen las expresiones siguientes:

$$H = (0.1940 F)^{1/1.0676}$$

$$F = 5.1554 H^{1.0676}$$

Resumen de datos del ciclón de diseño

$H_0 = 11.43 \text{ m} = 37.5 \text{ pies}$ $R = 16.11 \text{ m n}$

$T_0 = 13.49 \text{ seg.}$ $U = 78.7 \text{ nudos}$

$F = 246.46 \text{ m.n}$

Tiempo que tarda el centro del ciclón en trasladarse al radio de vientos máximos:

$$t = \frac{R}{VF} = \frac{16.11}{14} = 1.15 \text{ horas} = 4\ 143 \text{ seg.}$$

El número de olas será

$$N = \frac{t}{T_s} = \frac{4\ 143}{13.49} = 307$$

La ola máxima probable:

$$H_n = 0.707 H_o \sqrt{\log e \frac{N}{n}}$$

La primera ola máxima probable $n = 1$ tomando $H_o = 0.5$ pies

$$H_n = 0.707 \times 37.0 \sqrt{\log e \frac{307}{1}} = 62.6 \text{ pies}$$

El problema ahora es el de propagar las olas de aguas profundas a través de la placa continental, tomando en cuenta los efectos combinados de la fricción del fondo, la refracción y la acción continuada del viento.

$$\text{recordando que; } L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{981 \times 13.49^2}{2\pi} = 284 \text{ m}$$

La profundidad en el límite de aguas profundas es

$$d = \frac{L_o}{2} = 142 \div 466 \text{ pies}$$

La profundidad para aguas someras

$$d = \frac{L_o}{25} = 11.36 \text{ m} \div 37 \text{ pies}$$

TABLA VI.1.3 PROPAGACION DE LA OLA.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
x	dx	d1	d2	$\frac{5}{dT}$	Fe	Ho	To	$\frac{9}{To^2/dT}$	Ks	A	Kf	H'o	Fe	T'o	$\frac{16}{To^2/d2}$	Ksx	Hs	N	Hmáx
45	628	1195	629	912	247.0	37.50	13.50	0.1998	1.000	0.0137	1.000	37.50	247.0	13.50	0.2897	1.000	37.50	307	62.6
40	468	629	469	549	247.0	37.50	13.50	0.3320	1.000	0.0378	1.000	37.50	247.0	13.50	0.3886	0.995	37.31	307	62.3
35	321	469	322	396	247.0	37.50	13.50	0.4602	0.985	0.0716	0.999	37.46	246.7	13.30	0.5490	0.970	36.34	312	60.7
30	262	322	264	293	247.0	37.50	13.50	0.6220	0.955	0.1268	0.994	37.27	245.4	13.26	0.6663	0.945	35.22	312	58.8
25	204	264	206	235	247.0	37.50	13.50	0.7755	0.930	0.1920	0.987	37.01	243.6	13.21	0.8479	0.930	34.42	313	56.8
20	153	206	156	181	247.0	37.50	13.50	1.0069	0.920	0.3201	0.975	36.56	240.4	13.13	1.1060	0.920	33.64	315	56.2
15	116	156	119	138	245.4	37.28	13.26	1.2747	0.920	0.5475	0.955	35.60	233.7	12.96	1.4117	0.920	32.75	320	54.8
10	79	119	83	101	238.7	36.32	13.09	1.6971	0.925	1.0012	0.910	33.05	215.9	12.49	1.5443	0.923	30.51	332	51.1
5	50	83	56	70	220.9	33.78	12.62	2.2769	0.950	1.9910	0.780	26.34	169.4	11.15	2.2200	0.950	25.03	372	42.2
0	20	56	26	41	174.4	27.08	11.30	3.1163	0.985	4.8231	0.580	15.70	97.5	8.61	2.8502	0.975	15.31	481	26.0

La propagación del oleaje de aguas profundas hacia la costa se muestra en la tabla VI .1.3 cuyo procedimiento de cálculo se describe a continuación.

Columna 1.- Distancia medida desde la profundidad a la cual se desea conocer la altura de ola y debe abarcar como mínimo al límite de aguas profundas.(X) en millas náuticas.

Columna 2.- Profundidad a la distancia indicada (dx) en pies.

Columna 3.- Profundidad al inicio de la sección más los incrementos de profundidad debidos a la marea astronómica, el cambio de presión atmosférica y la marea de viento. (d1)

Columna 4.- Profundidad al final de la sección considerando lo indicado en la col. 3 (d2)

Columna 5.- El promedio de las cols. 3 y 4, ($\overline{d\tau}$)

Columna 6.- Longitud del Fetch en millas náuticas, el cual se obtiene con el método R Springall, Instituto de Ingeniería, Vol. 361, 1975 UNAM. para el primer renglón (Fe), para después continuar con:

$$F_e \leq F'e + AX$$

Columna 7.- Altura de la ola significativa, (Ho) en el primer renglón obtenida al igual que el Fetch y para los renglones siguientes con:

$$H_o = (0.1940 F_e)^{1/1.0676}; F_e \text{ en millas náuticas.}$$

Columna 8.- Período de la ola significativa, (To) en el primer renglón obtenido al igual que los datos de las -- cols. 7 y 8 y para el segundo renglón en adelante con:

$$T_o = 2.1723 \sqrt{H_o} ; H_o \text{ en pies}$$

Columna 9.- Cociente del cuadrado de la col. 8 y la col. 5

Columna 10.- Valor de Ks, el cual se obtiene de la gráfica 38 C de SHORE PROTECTION.PLANNING AND DESIGN, encontrado con el valor de col. 9

Columna 11.- Parámetro de fricción (A) y es igual a:

$$A = \frac{f H'o K_s \Delta X}{(\bar{d}t)^2} = \frac{0.01 H'o K_s (5) (6080)}{(\bar{d}t)^2} =$$

$$\frac{304 H'o K_s}{(\bar{d}t)^2}$$

Columna 12.- Coeficiente de fricción Kf y se obtiene de la gráfica 38 D en función de las cols. 9 y 11

Columna 13.- Altura de la ola equivalente en aguas profundas, (H'o) y se obtiene multiplicando los valores de las cols. 12 y 7

$$H'o = K_f H_o$$

Columna 14.- La longitud equivalente del Fetch de aguas profundas, (F'e), para H'o y se obtiene de:

$$F'e = 5.1554 H'^{1.0676}$$

Columna 15.- Período equivalente (T'o) y se obtiene;

$$T'o = 2.1723 \sqrt{H'o}$$

Columna 16.- Cociente del valor de la col. 15 al cuadrado, entre el valor de la col. 4

Columna 17.- Coeficiente de reducción de profundidad, (Ksx), obtenido de la fig. 38-C con el valor de la col. 16 -

Columna 18.- La altura de la ola significativa, (Hs), obtenida -- multiplicando el valor de la col. 17 y col. 13.

Columna 19.- Número de olas, utilizando el valor de la col. 15

$$N = \frac{t}{T'0} \text{ para nuestro caso; } N = \frac{4143}{T'0}$$

Columna 20.- Altura máxima probable de ola, con el valor col. 18

$$H \text{ máx} = 0.707 (Hs-05) \sqrt{\log_e N}$$

VI .2. DISEÑO DE LAS OBRAS MARITIMAS DE PROTECCION DESDE EL --
PUNTO DE VISTA FUNCIONAL Y ESTABILIDAD.

VI. 2.1 DISEÑO DE LAS ESCOLLERAS.

La función de las escolleras será la de evitar que el transporte literal cierre la boca y encauzar las corrientes de salida y entrada con el objeto de aumentar la eficiencia hidráulica.

Del estudio de olas por Huracán del capítulo VI.1 - tenemos una ola de diseño en aguas profundas $H_a = 11.4$ m. con un período de 13.5 seg. para una ocurrencia de 2 en 100 años.

La ola antes citada al ser propagada hacia la costa decrece en altura a $H_b = 4.70$ y el período a 8.6 seg., la profundidad a la cual rompe dicha ola es de 5.30 m.

ELEVACION DE LA CORONA.

La elevación de la corona de la escollera se fijó - en función de la sobreelevación máxima del nivel del agua del mar considerando la marea astronómica, la marea de viento y la sobreelevación del nivel del agua debido a la reducción de la presión atmosférica de la normal.

La sobreelevación calculada es de 2.28 m, y la elevación de la corona se fijó en $0.7 H_b$ siendo $H_b = 4.44$ m. de donde resultó una sobreelevación de 5.40 m. a partir del nivel medio del mar.

La sobreelevación calculada podría parecer muy grande, sin embargo debemos indicar que para las costas de Texas en Hurricane Surge Frequency Estimated For The Gulf Coast of Texas por B.R. Bodine la sobreelevación reportada para Puerto Isabel llega a ser de 11 pies.

En este mismo estudio para el mismo lugar se tienen sobre-- elevaciones de 9.3 para una frecuencia de excedencia de 2 en 100 años, 5.5 pies para una frecuencia de excedencia 10 en 100 años.

Por lo anterior es recomendable que para el proyecto de las obras y en particular de las escolleras se tome en consideración las sobreelevaciones reportadas en dicho estudio.

Otro punto importante para la elevación de la corona de las escolleras sería de permitir que la escollera durante los huracanes trabaje como sumergida, fijando la elevación de la misma - igual a la sobreelevación máxima estimada, quedando así la corona al nivel del agua en esos momentos.

ANCHO DE LA CORONA.

El ancho de la corona se fijó en 6 m. para permitir que la maquinaria de construcción opere libremente durante la colocación de los diversos elementos integrantes de la estructura.

PESO DE LOS ELEMENTOS DE LA CORAZA.

El peso de los elementos de la coraza se calculó utilizando la fórmula de Hudson:

$$W = \frac{W_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3} \cot \alpha$$

En donde:

W = peso de los elementos de la coraza.

W_r = peso específico de los elementos.

H = altura de la ola de diseño.

K_D = coeficiente de las características del material.

S_r = densidad del material de la coraza.

Los valores del coeficiente K_D a emplear en la fórmula se tomaron los recomendados por Hudson y a continuación se transcribe una parte de la tabla .

TIPO DE BLOQUE	H/Hb	% Nivel de daños	K_D
	1.00	1-5	4.6
ESCOLLERA	1.08	5-10	5.6
	1.19	10-15	7.5
RUGOSA	1.27	15-20	9.3

El valor del coeficiente para la coraza del morro se tomó $K_D = 3.5$ para olas no rompientes y $K_D = 3.0$ para olas rompientes.

CORAZA PARA EL MORRO :

$$W = \frac{2.3 (4.7)^3}{3.5 \times 1.3^3 \times 2} = 15.5 \text{ ton.}$$

Para el cuerpo de la escollera, seleccionado el valor de $K_D = 5.6$ para daños del 5 al 10 % .

CORAZA DEL CUERPO :

$$W = \frac{2.3 (4.7)^3}{5.6 \times 1.3^3 \times 2} = 9.7 \text{ ton.}$$

ESPESOR DE LA CORAZA.

$$e = n \sqrt[3]{\frac{W}{W_r}} = 2 \sqrt[3]{\frac{9.7}{2.3}} = 3.20 \text{ m.}$$

Peso de los elementos interiores.

Capa secundaria.

$$W' = \frac{W}{10} = \frac{9.7}{10} = 0.97 \text{ Ton.}$$

$$e = 2 \sqrt[3]{\frac{0.97}{2.3}} = 1.5 \text{ m.}$$

Núcleo

$$W'' = \frac{W}{200} = \frac{9.7}{200} = 0.050 \text{ Ton.}$$

LONGITUD DE ESCOLLERAS

La prolongación de escolleras para detener el transporte litoral deberá realizarse principalmente en la escollera norte ya que dicho transporte es de norte a sur.

La prolongación de la escollera norte deberá tener una longitudinal que pueda detener el transporte litoral durante el periodo de estudio de las obras.

Para el cálculo de los volúmenes de transporte litoral, se tiene la fórmula siguiente, la cual nos define el desarrollo de la línea de playa (Ref. 1):

$$y = \frac{\tan \alpha_0}{\sqrt{\pi}} \left[\sqrt{4At} \left(e^{-\frac{x^2}{4At}} \right) - x \sqrt{\pi} \operatorname{E} \left(\frac{x}{\sqrt{4At}} \right) \right] \quad (1)$$

en donde y = ordenada de un punto de la línea de playa modificada.
 x = abcisa de un punto de la línea de playa modificada.
 α_0 = ángulo de incidencia del oleaje con respecto a la línea de playa.
 t = tiempo durante el cual la escollera detiene material.

$$A = \frac{7 K g H_0^2 T}{4 D}$$

$H_0^2 T$ = efecto del oleaje;

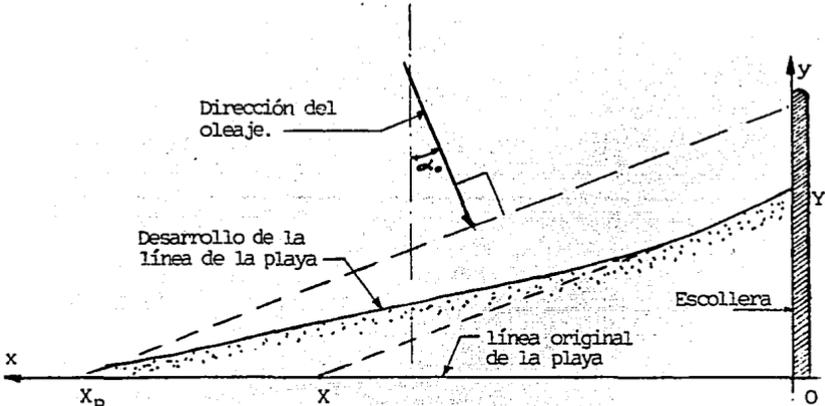
H_0 = altura de la ola en aguas profundas

T = periodo del oleaje.

K = coeficiente de resistencia al movimiento de las partículas.

g = aceleración de la gravedad.

D = distancia vertical entre la berma de la playa y la línea más baja donde se mueve el material.



$OX_B = (OX) \times 2.7$ distancia a la cual se siente el efecto de la esollera.

$$\frac{\text{Area } O X_B Y}{\text{Area } O X Y} = 1.56$$

FIG. VI.2.1. DESARROLLO DE LA PLAYA DEBIDO A LA ESCOLLERA NORTE.

Cuando OY (fig. VI.2.1) alcanza la longitud de la esollera la arena empieza a rebasar a ésta después del tiempo t' :

$$t' = \frac{(OY)^2 \pi}{4 A \tan \alpha_0} \quad (2)$$

En este caso OY se vuelve constante, lo cual es una condición de frontera $OY = L$ cuando $t = t'$ y la ecuación (1) se simplifica:

$$y = L E \left[\frac{x}{\sqrt{4 A \tau}} \right] \quad (3)$$

en donde L = longitud de la escollera.

$$E \left[\frac{x}{\sqrt{4 A t}} \right] = \text{integral de Fresnel.}$$

y sabiendo que:

$$E \left[\frac{x}{\sqrt{4 A t}} \right] = E(u) = \frac{2}{\pi} \int_u^{\infty} e^{-u^2} du$$

La solución a la integral de fresnel se presenta en la siguiente tabla:

u	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.2	2.0
E(u)	0.888	0.777	0.672	0.572	0.480	0.333	0.204	0.09	.005

Tabla VI.2.1. Integral de Fresnel.

$$\text{si } u = \frac{x}{\sqrt{4 A t}} \quad \text{y} \quad t = \frac{(OY)^2 \pi}{4 A \tan \alpha_0}$$

$$\text{entonces} \quad u = \frac{x}{OY \sqrt{\frac{\pi}{\tan \alpha_0}}} \quad (4)$$

En nuestro caso el oleaje que provoca el transporte litoral actúa en las direcciones NE y E, cuyas características son:

$$\text{Para el NE: } \alpha = 37.42^\circ \quad \text{y} \quad E = 1012.159 \times 10^6 \frac{\text{Kg} - \text{m}}{\text{m} - \text{año}}$$

$$\text{Para el E: } \alpha = 14.83^\circ \quad \text{y} \quad E = 1714.961 \times 10^6 \frac{\text{Kg} - \text{m}}{\text{m} - \text{año}}$$

Las características del oleaje resultante son :

$$\alpha_o = 21.415^\circ \quad \text{y} \quad E = 2685 \times 10^6 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m} - \text{año}}$$

La magnitud de la resultante se obtuvo gráficamente y el ángulo ajustándose a que se obtuviera la misma energía proyectada.

Sustituyendo $\alpha_o = 21.415^\circ$ y $OY=L$ en la ec. (4) se obtiene

$$u = \frac{x}{2.83 L} \quad (5)$$

De la figura VI.2.1. ... podemos inferir que :

$$L = OX \tan \alpha_o \quad (6)$$

Con ayuda de las ecuaciones (3), (5) y (6), calculamos valores de x e y para diferentes longitudes de escollera. Los valores así obtenidos se muestran en la Tabla VI.2.2.

El cálculo de los volúmenes retenidos por la escollera, se realizó considerando un área transversal como la que se muestra en la figura VI.2.2, en la cual se supuso una pendiente de la playa de 1:100 y una pendiente del material depositado de 1:50 por ser la que corresponde al tamaño medio del material de la playa, lo cual se corrobora con el depósito de material en la escollera norte.

En la Tabla. VI.2.3., se muestran los cálculos realizados para obtener los volúmenes de material retenidos por una escollera de 1100 y 1200 m., tomando en cuenta las coordenadas antes citadas.

Para otras longitudes de escolleras se sigue un procedimiento idéntico. De lo anterior se obtienen las curvas 1, 2 y 3, en las cua-

les se efectuó un ajuste de los volúmenes retenidos en función de las hipótesis consideradas en cada una de ellas. Estas hipótesis se describen a continuación:

CURVA 1.- El material que se va depositando en la escollera es el total del transporte litoral, es decir, todo el transporte litoral es detenido y los volúmenes que retiene para cada longitud es el que se derrama hasta que la traza del talud del material depositado coincide con el morro de la escollera.

CURVA 2.- La línea de desarrollo de la playa alcanza el morro de la escollera con lo cual se obtiene un primer volúmen, el cual se corrige haciendo la hipótesis de que el material a partir del morro se derrama con la pendiente de 1:50 hacia el sur de la escollera, la segunda hipótesis consiste en suponer que durante el periodo de depósito de material todo el transporte litoral se atrapa.

CURVA 3.- EL material se deposita de la misma manera que en la curva 2, pero en el morro el material llega hasta una profundidad de 3 m.

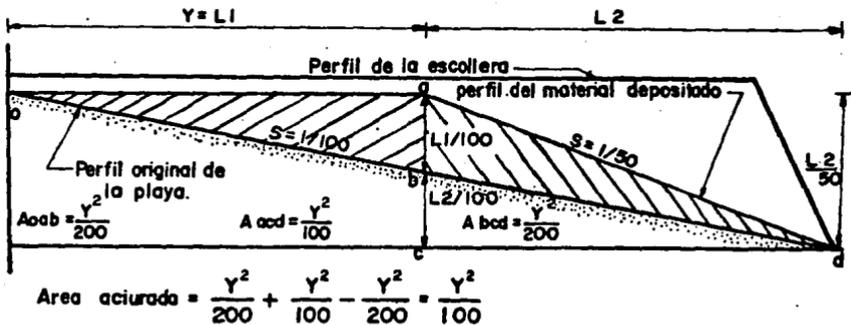


FIG. VI.2.2.- PERFIL DEL MATERIAL DEPOSITADO

L'	U									
	0 X	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.2	2.0
Yi 50	44.4	38.9	33.6	28.6	24.0	16.7	10.2	4.5	0.3	
Xi 127.5	14.2	28.3	42.5	56.6	70.8	99.1	127.4	169.8	283.0	
100	88.8	77.7	67.2	57.2	48.0	33.3	20.4	9.0	0.5	
255.0	28.3	56.6	84.9	113.2	141.5	198.1	254.7	339.6	566.0	
150	133.2	116.6	100.8	85.8	72.0	50.0	30.6	13.5	0.8	
382.5	42.5	84.9	127.4	169.8	212.3	297.2	382.1	509.4	849.1	
200	177.6	155.4	134.4	114.4	96.0	66.6	40.8	18.0	1.0	
509.9	56.6	113.2	169.8	226.4	283.0	396.2	509.4	679.2	1132.1	
700	621.6	543.9	470.4	400.4	336.0	233.1	142.8	63.0	3.5	
1785	198.1	396.2	594.3	792.5	990.6	1386.8	1783.0	2377.4	3962.3	
800	710.4	621.6	537.6	457.6	384.0	266.4	163.2	72.0	4.0	
2040	226.4	452.8	679.2	905.6	1132.0	1584.9	2037.7	2717.0	4528.3	
900	799.2	699.3	604.8	514.8	432.0	299.7	183.6	81.0	4.5	
2295	254.7	509.4	764.1	1018.8	1273.5	1783.0	2292.5	3056.6	5094.4	
1000	888.0	777.0	672.0	572.0	480.0	333.0	204.0	90.0	5.0	
2550	283.0	566.0	899.0	1132.0	1415.1	1981.1	2547.2	3396.2	5660.4	

TABLA VI.2.2.

(CONT.)

L OX	U									OBSERVA- CIONES
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.2	2.0	
Yi 250	222.00	194.25	168.00	143.00	120.00	83.25	51.00	22.50	1.25	
Xi 637	70.71	141.41	212.12	282.83	353.54	494.95	636.36	848.48	1414.14	
300	266.40	233.10	201.60	171.60	144.00	99.90	61.20	27.00	1.50	
765	84.92	169.83	254.75	339.66	424.58	594.41	764.24	1018.98	1698.30	
350	310.80	271.95	235.20	200.20	168.00	116.55	71.40	31.50	1.75	
892	99.01	198.02	297.04	396.05	495.06	693.08	891.11	1188.14	1980.24	
400	355.20	310.80	268.80	228.80	192.00	133.20	81.60	36.00	2.00	
1020	113.22	226.44	339.66	452.88	566.10	792.54	1018.98	1385.64	2264.40	
450	399.60	349.65	302.40	257.40	216.00	149.85	91.80	40.50	2.25	
1147	127.32	254.63	381.95	509.27	636.59	891.22	1145.85	1527.80	2546.34	
500	444.00	388.50	336.00	286.00	240.00	166.50	102.00	45.00	2.50	
1275	141.53	283.05	424.58	566.10	707.63	990.68	1273.73	1698.30	2830.50	
550	488.40	427.35	369.60	314.60	264.00	183.15	122.20	49.50	2.75	
1402	155.62	311.24	466.87	622.49	778.11	1089.35	1400.60	1867.46	3112.44	
600	532.80	466.20	403.20	343.20	288.00	199.80	122.40	54.00	3.00	
1530	169.83	339.66	509.49	679.32	849.15	1188.81	1528.47	2037.96	3396.60	

TABLA VI.2.2. CALCULO DEL DESARROLLO DE LA PLAYA
CON DIFERENTES LONGITUDES DE ESCOLLERAS

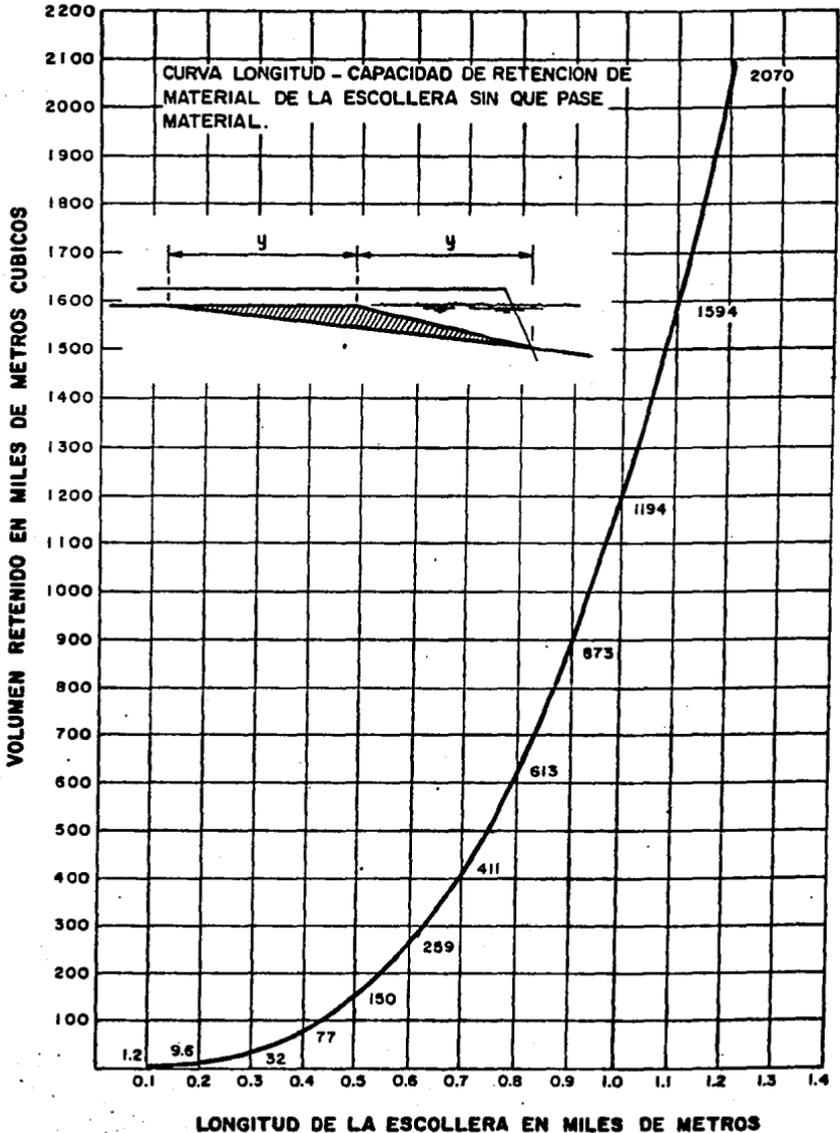
Cálculo del material que retiene una escollera de 1100 m de longitud total.

Sección	Y_i	$\frac{A_i}{Y_i^2/100}$	$\frac{A_i+A_{i+1}}{2}$	X m	ΔX m	ΔV m^3	V m^3
1	550.0	3025.0	---	0			
2	488.4	2385.4	2705.2	155.62	155.6	420 925	420 925
3	427.4	1826.7	2106.0	311.2	155.6	327 698	748 623
4	369.6	1366.0	1596.4	466.9	155.6	248 396	997 019
5	314.6	989.7	1177.9	622.5	155.6	183 279	1180 298
6	264.0	697.0	843.4	778.1	155.6	131 225	1311 522
7	183.2	335.6	516.3	1089.4	311.2	160 670	1422 192
8	112.2	125.9	230.8	1400.6	311.2	71 811	1544 003
9	49.5	24.5	75.2	1867.5	466.8	35 101	1579 104
10	2.8	0.08	12.3	3112.4	1244.8	15 299	1594 403

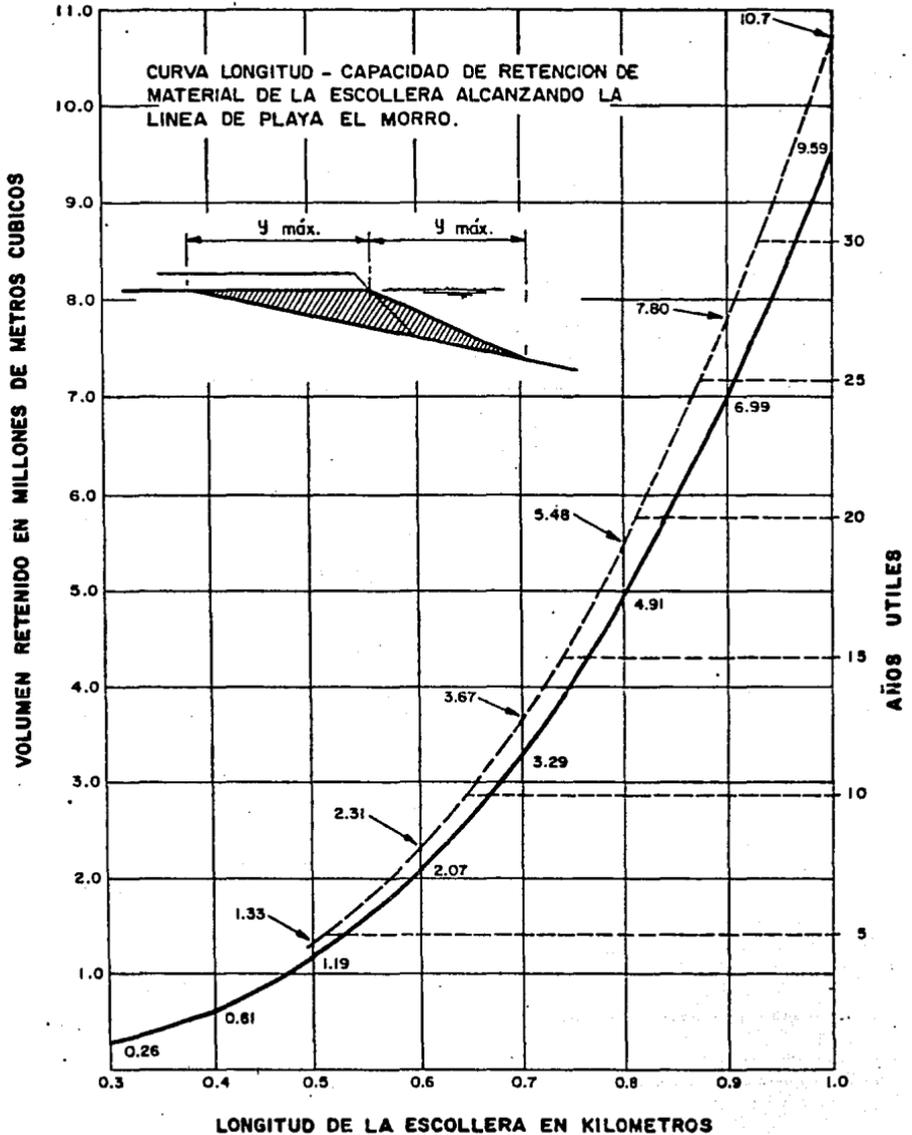
Cálculo del material que retiene una escollera de 1200 m de longitud total.

Sección	Y_i	$\frac{A_i}{Y_i^2/100}$	$\frac{A_i+A_{i+1}}{2}$	X m	ΔX m	ΔV m^3	V m^3
1	600.0	3 600.0	---	0			
2	532.8	2 838.8	3 219.4	169.8	169.8	546 650	546 650
3	466.2	2 173.4	2 506.0	339.7	169.8	425 534	972 184
4	403.2	1 625.7	1 899.6	509.5	169.8	322 546	1294 730
5	343.2	1 177.9	1 401.8	679.3	169.8	238 023	1532 753
6	288.0	829.4	1 003.7	849.2	169.8	170 420	1703 173
7	199.8	399.2	614.3	1188.8	339.6	208 623	1911 796
8	122.4	149.8	274.5	1528.5	339.6	93 223	2005 019
9	54.0	29.2	89.5	2038.0	509.4	45 586	2050 605
10	3.0	0.09	14.6	3396.6	1358.6	19 870	2070 475

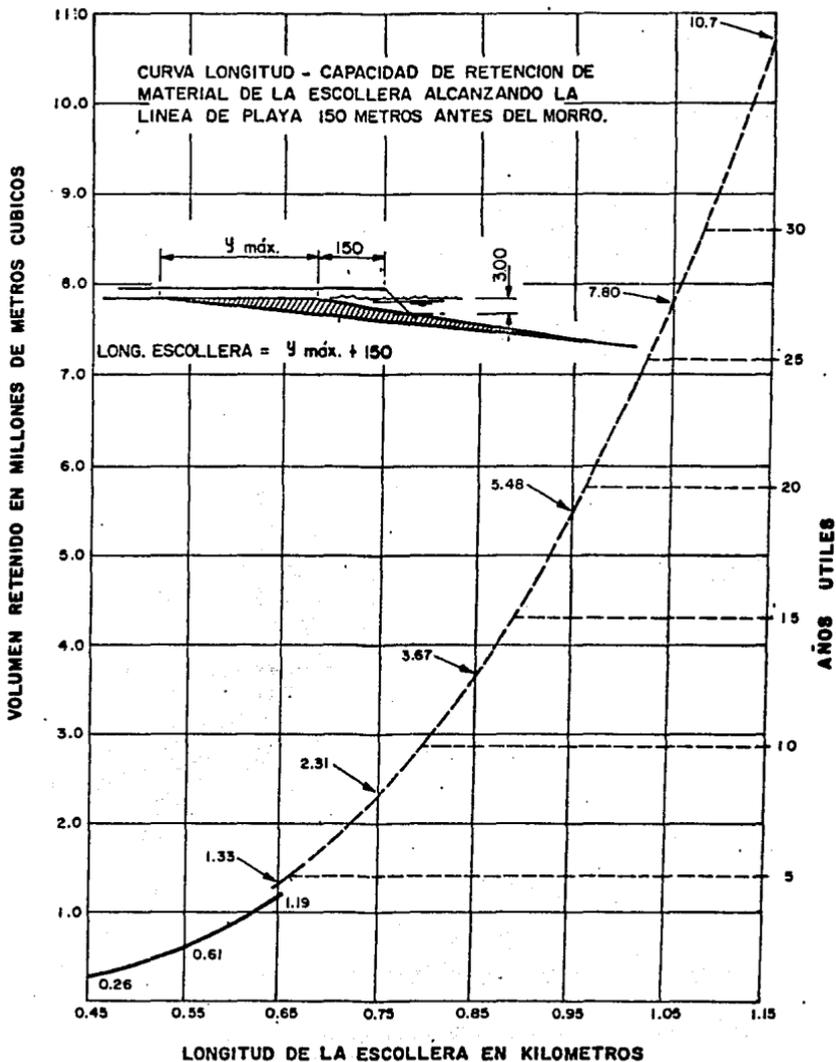
TABLA VI.2.3.



CURVA 1



CURVA 2



CURVA 3

VI.2.2 SECCION HIDRAULICA ESTABLE EN CONDICIONES ACTUALES.

O'Brien fué el primero que en los años 30 reconoció una relación entre el prisma de marea viva y el área de la sección transversal mínima de un acceso costero, siendo de la forma:

$$A_E = a P^m$$

Así propuso la curva de la figura V.2.1.d que es para mareas vivas diurnas, el cual es nuestro caso.

De acuerdo al prisma promedio de marea viva de - - - - 14'937,661 m³ y la curva de la fig. V.2.1.d se encuentra un área de 929 m².

Posteriormente, en los años 70 Mehta encontró que los coeficientes a y m dependían del número de escolleras y del tipo de marea. Para el caso del Golfo de México, marea diurna y dos escolleras:

$$a = 9.31 \times 10^{-4}$$

$$m = 0.89$$

Por tanto :

$$A_E = 989 \text{ m}^2$$

De acuerdo a lo anterior se supone una sección:

$$\begin{aligned} A_E = 944 \text{ m}^2, \text{ ancho de plantilla} &= 70 \text{ m.} \\ \text{tirante} &= 8.0 \text{ m.} \\ \text{taludes} &= 6:1 \end{aligned}$$

Esta sección se mantendría si no hubiesen depósitos --- considerables por transporte litoral o eólico.

En el caso del Mezquital sí ocurren dichos depósitos.

La sección supuesta obedece a las siguientes razones:

- 1) La sección transversal ofrece una área de 944 m^2 que es un promedio de las áreas estables que se obtuvieron por la gráfica de O'Brien y los coeficientes de Mehta.
- 2) Las dimensiones de plantilla y tirante se proponen para que puedan transitar sin problema 2 barcos camaroneros al mismo tiempo. Con un margen para sedimentación del fondo, de 4 m., como se explica adelante, y garantizar un calado mínimo de 4.0 m., por autodragado, aún en condiciones extremas de sedimentación.
- 3) Se propone el canal al centro entre escolleras para evitar la socavación al pie de éstas evitando así una posible falla.
- 4) Se propone al centro y sin quiebres para evitar los remolinos y la divagación del flujo. Con ello se tiene un canal más uniforme y con menos pérdidas por fricción, lo cual provocará un aumento en el prisma de marea y una mayor capacidad de auto dragado.
- 5) Se propone al centro y colineal con el canal entre dunas para hacer óptimas las condiciones de navegación.

VI.2.2.1 Justificación de taludes.

Un canal en material erosionable con velocidades superiores a la crítica y además sujeto a oleaje (de altura relativamente pequeña) no se forma o mantiene en sección trapecial. Sin embargo para los cálculos hidráulicos se supone una sección trapecial equivalente, tal que se cumplan las relaciones ancho medio a profundidad, el área y el radio hidráulico. Los taludes del canal real siguen una variación de forma parabólica, en el fondo horizontal y en la superficie libre igual a la del ángulo de reposo del material. El talud de la sección trapecial teórica debe de ser tal que se cumplan con él las relaciones y características hidráulicas antes señaladas.

Para obtener dicho talud se puede recurrir a la "teoría de Régimen" o a la "Teoría Racional". En nuestro caso aplicaremos primero los criterios de Blench que tienen relativa aproximación en los accesos costeros:

Según Blench en un canal en régimen debe cumplirse en forma aproximada y en unidades inglesas:

$$B = \left(\frac{F_b}{F_s}\right) Q^{1/2}$$

$$d = \left(\frac{F_s}{F_b^2}\right)^{1/3} Q^{1/3}$$

$$F_b = 1.9 (dm)^{1/2} \quad \begin{array}{l} \text{(factor de fondo)} \\ \text{(dm en milímetros)} \end{array}$$

B = ancho medio

d = tirante máximo.

dm = diámetro medio del material.

dm = 0.18mm.

Q = gasto máximo en marea viva.

Q = 24000 ft³/seg.

fs = 0.1 para arenas finas.

En nuestro caso además estamos forzando el ancho en la superficie libre a 166 m., de donde resulta aplicando fórmulas:

$$B = 134 \text{ m.} \quad d = 4.71 \text{ m.}$$

$$m = \frac{166 - B}{d} = 6.79 \text{ es decir talud } 6.79:1$$

Por otro lado la teoría racional de Leliavski propone para la sección parabólica:

$$\text{sen } \alpha_{\text{med}} = \sin \phi \sqrt{\frac{(d_{\text{max}}^2 - d_{\text{med}}^2)}{d_{\text{max}}^2}}$$

α_{med} = ángulo medio del talud.

ϕ = ángulo de reposo del material.

$\phi = 10^\circ$ para arenas finas, sueltas y mal graduadas.

$$d_{\text{max}} = 8 \text{ m. } d_{\text{med}} = 4 \text{ m.}$$

$$\text{resulta } \alpha_m = 8.6^\circ \quad m = 6.59$$

dejamos taludes 6:1.

VI.2.3. CALCULO DEL PRISMA DE MAREA CON CANAL RECTIFICADO.

Se estimará el incremento que sufre el prisma de marea debido a la rectificación del canal entre escolleras.

Como primera aproximación se calcula el prisma de marea con la ecuación dinámica para las condiciones rectificadas del canal y con las mareas pronosticadas en el mar y las medidas en el limnigráfo, 1 para el día 11 de diciembre. De esta forma los únicos nuevos parámetros para el canal rectificado son: de Manning $n=0.025$; área del canal = 944 m^2 , ancho de plantilla = 70 m; talud = 6:1.

Los cálculos se realizan como anteriormente se explicó, con computadora.

Los prismas en flujo y reflujos se obtienen del área bajo la curva de velocidades vs tiempo, multiplicada por el área del canal.

Ello se calcula en el mismo programa de computadora. El prisma de marea resultante se considera igual al promedio de los prismas en flujo y reflujos, dando como resultado $50'719,409 \text{ m}^3$.

Este primer resultado no es suficientemente aproximado ya que al rectificar el canal la marea sufre menor amortiguamiento y las amplitudes de la marea en 1 son mayores. Debido a esto es necesario hacer una corrección a la primera aproximación mediante el método de Keulegan. Esta corrección se realiza por aproximaciones sucesivas con la siguiente secuencia:

- 1.- Con las Características del canal no rectificado y con las siguientes ecuaciones, se calculan los parámetros K_0 y A_B .

$$K_0 = \frac{T}{\pi} \frac{\sqrt{2g\eta_0} \cos \epsilon}{F^{1/2}} \frac{A_c}{P} \quad (1)$$

$$A_B = \frac{T}{2\pi\eta_0} \frac{\sqrt{2g\eta_0'}}{F^{1/2}} \frac{A_c}{K_0} \quad (2)$$

- 2.- Con las características geométricas e hidráulicas del canal rectificado y considerando A_B igual a la del paso anterior, se calcula K_0 con la ecuación (2). Se evalúa V_{max} con la ecuación de Keulegan.

$$V_{max} = V'_{max} \frac{2\pi}{T} \eta_0 \frac{A_B}{A_c} \quad (3)$$

Donde $V_{max} = f(K_0)$ y se obtiene de la figura V . 2.1.c . Se estima un coeficiente de corrección -- que es: $V_{max}/1.79$, donde 1.79 m/s es la velocidad máxima que se obtiene del prisma determinado con la primera aproximación. Finalmente: Prisma = coef. de corrección X prisma calculado con la ecuación dinámica.

Con el prisma nuevo y las ecuaciones (1 y 2) se calculan los nuevos parámetros K_0 y A_B . El paso (2) se repite sucesivamente hasta encontrar el valor convergente del prisma, véase tabla VI.2.3.1.

Las iteraciones convergen en:

$$K_0 = 1.5764, A_B = 49,136 \times 10^6 \text{ m}^2, V_{max} = 1.07 \text{ m/seg.}$$

$$P = 30'524,070 \text{ m}^3$$

Para éstos datos: $\cos \epsilon = 0.978$ y por tanto $\eta_0 = 0.311 \text{ m}$.

	K_o	$A_B \text{ km}^2$	$V_{\text{m/seg.}}^{\text{max}}$	P_3 m
1.-	.603	29.338699		14'937,661
2.-	2.622	29.338699	.716	20'288,092
3.-	2.421	31.780490	.771	21'868,844
4.-	2.247	34.468939	.823	23'326,585
5.-	2.103	36.817121	.865	24'532,381
6.-	1.997	38.785397	.910	25'790,062
7.-	1.896	40.854939	.950	26'939,331
8.-	1.811	42.752996	.979	27'745,711
9.-	1.753	44.169224	1.006	28'511,584
10.-	1.704	45.452894	1.024	29'024,718
11.-	1.666	46.490511	1.036	29'364,618
12.-	1.642	47.167556	1.049	29'726,779
13.-	1.621	47.784424	1.058	29'982,885
14.-	1.606	48.232182	1.063	30'129,926
15.-	1.596	48.524317	1.069	30'312,418
16.-	1.584	48.875625	1.076	30'497,951
17.-	1.576	49.136110	1.077	30'524,070
18.-	1.572	49.256256	1.073	30'427,764
19.-	1.577	49.100848	1.070	30'331,762

TABLA VI. 2.3.1

A_{c_2} m	$V_{\text{m/seg.}}^{\text{max}}$	A_{c_2} m	$V_{\text{m/seg.}}^{\text{max}}$
1860	.6147	950	1.1434
1800	.6352	900	1.1917
1750	.6533	850	1.2375
1700	.6725	800	1.2863
1650	.6929	750	1.3416
1600	.7146	700	1.4047
1550	.7376	650	1.4512
1500	.7622	600	1.5245
1450	.7885	550	1.5799
1400	.8150	500	1.6396
1350	.8435	450	1.7024
1300	.8725	400	1.7437
1250	.9055	350	1.8131
1200	.9385	300	1.8675
1150	.9743	250	1.9072
1100	1.0082	200	1.8866
1050	1.0530	150	1.8523
1000	1.0976	100	1.7951

TABLA VI. 2.4.1

VI.2.4. CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA BOCA CON CANAL RECTIFICADO.

Como siguiente para se desea conocer la estabilidad de la boca con los siguientes criterios:

CRITERIO DE PER BRUUN.

Para marea diurna:

$$\frac{P}{2 M_T} = 30'524,070/2 (287,124) = 53.155$$

La boca tiene condiciones de estabilidad consideradas entre regulares y pobres.

CRITERIO DE ESCOFFIER.

Se calcula la curva de Escoffier con los siguientes parámetros:

$$P = 30'524,070 \text{ m}^3$$

$$A_B = 49'136,110 \text{ m}^2$$

$$T = 86.400 \text{ s}$$

$$A_E = 1860 \text{ m}^2 \text{ obtenida como en VI.3.3 para el nuevo prisma.}$$

$$\gamma_o = 0.32 \text{ m}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$K_{en} + k_{ex} = 1.0$$

$$f = 0.0275, \text{ para } n \text{ de Manning de } 0.025$$

$$l = 600 \text{ m}$$

$$\Delta l = 200 \text{ m}$$

Re = 7.92 m, para la nueva A_E

Los resultados se consignan en la tabla VI.2.4.1 y gráfica VI.2.4.1.

Se concluye que el área crítica baja de 300 m^2 a 250 m^2 , por lo que el canal rectificad o es menos susceptible al cierre y soporta mejor el acarreo litoral. De hecho podría soportar un depósito de hasta $300\,000 \text{ m}^3$, superiores a todo el acarreo litoral de un año.

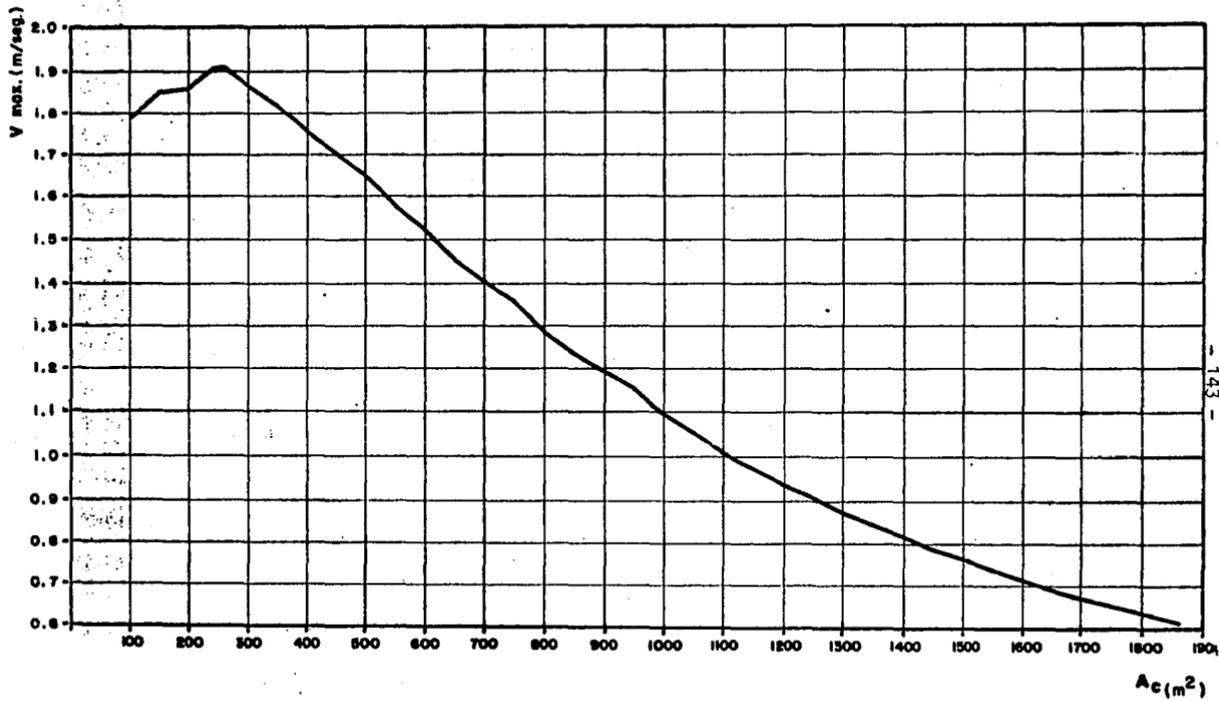
De acuerdo a este criterio, la boca es estable.

CRITERIO DE O'BRIEN.

Con las V_{max} obtenidas para el criterio de Escoffier, las velocidades críticas calculadas en VI.2 y a partir de la nueva $A_E = 1860 \text{ m}^2$; se obtuvo la tabla VI.2.4.2 y se estimó el índice de estabilidad de O'Brien:

$$\beta = 5.4 \times 10^5 \text{ pies}^5 / \text{seg}^3$$

Si se compara este valor con los cinco evaluados por O'Brien para sendas bocas estables de Florida y Nueva York, resulta que sería superior a cuatro de ellas, es decir, la estabilidad de la boca es buena.



GRAFICA VI.2.4.1

CURVA DE ESCOFFIER

TABLA PARA CALCULAR EL INDICE DE ESTABILIDAD DE O'BRIEN.

AREA	Vmax	VCRTIFICA	(Vmax-Vc) ³	A	(Vmax-Vc) ³ A
1860					
1800				60	.6622
1750	.6352	.3986	.0132	50	.8349
1700	.6533	.3977	.0167	50	1.0467
1650	.6725	.3969	.0209	50	1.3085
1600	.6929	.3960	.0261	50	1.6307
1550	.7146	.3951	.03261	50	2.0265
1500	.7376	.3941	.0405	50	2.5121
1450	.7622	.3932	.0502	50	3.1120
1400	.7885	.3922	.0622	50	3.8085
1350	.8150	.3911	.0761	50	4.6603
1300	.8435	.3901	.0932	50	5.6514
1250	.8725	.3890	.1130	50	6.9375
1200	.9055	.3878	.1387	50	8.4052
1150	.9385	.3866	.1681	50	10.2116
1100	.9743	.3854	.2042	50	12.1543
1050	1.0082	.3841	.2431	50	15.0516
1000	1.0530	.3828	.3010	50	18.3684
950	1.0976	.3814	.3673	50	22.2534
900	1.1434	.3799	.4450	50	26.8981
850	1.1917	.3784	.5379	50	31.8805
800	1.2375	.3768	.6376	50	37.8278
750	1.2863	.3751	.7565	50	45.4082
700	1.3416	.3732	.9081	50	55.1791
650	1.4047	.3713	1.1035	50	63.3186
600	1.4512	.3693	1.2663	50	77.5211
550	1.5245	.3671	1.5504	50	89.7249
500	1.5799	.3647	1.7945	50	104.2443
450	1.6396	.3621	2.0848	50	121.1691
400	1.7024	.3592	2.4233	50	133.5866
350	1.7437	.3561	2.6717	50	155.7987
300	1.8131	.3525	3.1159	50	175.2786
250	1.8675	.3484	3.5055	50	191.2113
250	1.9075	.3437	3.8242	50	

1429.68 m⁵/seg³

$$\Theta = 5.427 \times 10^5 \text{ pies}^5/\text{seg}^3$$

TABLA VI. 2.4.2

VI.3.1. Alternativa 1.- PROLONGACION DE ESCOLLERAS Y CONSTRUCCION DE -
ESPIGONES DE ENCAUZAMIENTO.

Esta alternativa contempla, la prolongación de las escolleras, con el fin de retener durante algún tiempo el transporte litoral, pero principalmente para que una vez rebasada la -
escollera norte éste pase por barra sumergida a alimentar la -
playa sur que en otra forma continuaría con el proceso de erosión sufrido a la fecha y con la consecuente necesidad de -
aumentar continuamente el empotramiento de la escollera sur.

Además también se considera la construcción de espigones de bolsaroca que por autodragado deban concentrar en uno el -
canal de flujo y reflujo entre escolleras. Una vez terminados los espigones de bolsaroca* y si éstos han logrado su objetivo en forma satisfactoria, deberán cubrirse estos con una capa de bolsacreto**, para defenderlos de la acción del oleaje y del -
intemperismo que destruye las bolsas.

* BOLSAROCA.- Estos elementos consisten de grandes bolsas permeables de material sintético, llenadas en el lugar hidráulicamente con arena para construir estructuras monolíticas -
pero flexibles.

** BOLSACRETO.- Es un método para colar directamente en el lugar bloques de concreto, aun bajo el agua, utilizando grandes bolsas de material sintético impermeable a manera de -
cimbras flexibles.

Se propone realizar las obras por etapas:

- 1a. Etapa.- Construcción de espigones para centrar y concen---
trar el canal de acceso. La construcción de éstos debe rea
lizarse en cinco etapas para que su efecto tienda a modifi
car la morfología del fondo en forma tal, que no se corra
peligro de cerrar totalmente la boca por disminución del -
área hidráulica a un valor menor al crítico.

Para ello se recomienda monitorear los cambios de morfología
mediante levantamientos batimétricos sucesivos, duran
te el tiempo en que se construyan las diferentes etapas.

En caso de llegarse a detectar secciones con área igual o
menor a la crítica, deberá destruirse parte de alguno o al
gunos de los espigones y modificar el proyecto de éstos.

Ver plano de espigones de encauzamiento adjunto. Se reco--
mienda espigones a base de bolsaroca, de rápida colocación
y fácil destrucción. Debe esperarse que los cambios morfo-
lógicos sean rápidos y que ocurran durante la construcción
de los espigones, esto es en el término de dos meses más o
menos. Una vez terminados los espigones es de esperarse un
incremento del área hidráulica, del prisma de mareas, de -
las velocidades en el canal, del poder de autodragado y de
los índices de estabilidad. En caso que no hubiese aportes
de sedimentos se alcanzaría una sección con área cercana a
944 m².

Esta reducirá en función de la cantidad de sedimentos
playeros o eólicos que depositarán en el canal entre esco-
lleras.

Se propone un ancho del canal entre espigones de 166 m
que para una sección de 944 m² daría un ancho de plantilla
de 70 m y tirante de 8.0 m si los taludes se mantuvieran en
6 : 1.

Con un depósito en forma permanente de sedimentos, de
80,000 m³, que podría ocurrir en un mes con condiciones ex

tremadamente adversas, como el de Diciembre de 1984, el -- calado se reduciría a 4.0 m;

Es de esperarse que las condiciones adversas perduren en forma continua durante lapsos iguales o menores a un -- mes. Por lo que puede pensarse que el calado fluctuaría -- entre 4.0 y 8.0 metros. Debe señalarse que utilizando datos estadísticos de oleaje y la función de transporte litoral empírica, para el mes de octubre deben esperarse en promedio 33,000 m³ de transporte litoral, (mes más desfavorable).

- 2a. ETAPA.- Prolongación de la escollera sur y Prolongación en 220 m de la escollera norte, una vez construidos los espigones.
- 3a. ETAPA.- Una vez rebasada esta prolongación (se estiman 3 - años) se terminará la escollera norte hasta la profundidad de 6.00 m.

La prolongación de escolleras tendría tres objetivos:

- 1.- Disminuir la entrada de sedimentos al canal entre escolle- ras.
- 2.- Buscar en el futuro que el transporte litoral pase de la - playa norte a la sur, mar adentro de la zona entre escolle- ras.
Dicho paso sería por barra sumergida y a profundidades de 6 a 7 m. Con lo que se podrían garantizar en forma natural calados del orden de 5 m. o superiores en caso que dicha - barra se dragara periódicamente.
- 3.- Proteger de la acción del oleaje el canal de navegación, - para evitar degradación de taludes y proteger el sedimento que se depositará entre espigones formando una playa que - constituirá las bermas del canal de navegación.

La prolongación de escolleras se propone sea realizada -- con enrocamiento. Aunque pueden utilizarse los cubos de concreto que se tienen en el sitio para realizar al menos parte de - la obra.

Se ha considerado que el núcleo y la transición sean construidos con roca procedente de San Fernando Tamps, con sobreacarreos de 300 km., en tanto el material para la coraza tendría que traerse de las cercanías de Tampico con sobreacarreos de 600 km. Se ha considerado que el acarreo de la roca se haría por carreteras, aunque cabe la posibilidad de combinar este transporte con el de ferrocarril, al menos para el material de coraza.

VI.3.2 ALTERNATIVA 2.- MANTENIMIENTO CONTINUO DEL CANAL MEDIANTE --
DRAGADO.

En esta alternativa se considera, que no se realizará --
ningún tipo de obra de protección, manteniendo un canal nave-
gable, mediante el dragado continuo del azolve debido al --
transporte litoral y eólico.

El primer año se tendrán que dragar $630,756 \text{ m}^3$ aproxima-
damente para formar un canal navegable, con la rasante a la --
elev. -6.00 m , un ancho de plantilla de 70 m y dejando talu--
des $6:1$, en el tramo entre escolleras.

Además sería necesario garantizar un canal de navegación
apropiado y evitar su divagación por medio de un dragado de --
mantenimiento. Esto último debido al excesivo ancho (400 m) --
entre escolleras en relación al ancho económico del canal --
navegable, que no requiere más de 150 a 200 m .

Debido a lo anterior, anualmente se tendría que dragar
un volumen de $287,000 \text{ m}^3$ debido al transporte litoral y ---
 $427,000 \text{ m}^3$ debido al transporte eólico.

VI.3.3 ALTERNATIVA NUM. 3.- FIJACION DE DUNAS.

En virtud de la importancia del acarreo eólico, del orden de 145,000 m³ por año proveniente del sur y 253,000 m³ provenientes del norte, o sea un total de casi 400,000 m³, se ha juzgado conveniente plantear una solución que reduzca drásticamente el volumen a dragar hidráulicamente en el canal de comunicación.

La solución planteada contempla el utilizar defensas para atrape de arena, de tal suerte que se vaya reduciendo en forma gradual el volumen que penetre al canal.

Trabajos de campo realizados en Carolina del Norte, EE.UU., han mostrado la bondad de instalar defensas mediante la instalación de cercas continuas en zonas sujetas a la acción de acarreo eólico para formación artificial de dunas para protección costera de áreas con utilidad diversa.

Los trabajos en cuestión se llevaron a cabo utilizando diferentes materiales de construcción (madera, enramada y materiales plásticos), con diferentes arreglos (en línea recta, en zig-zag y con espolones), con diferentes alturas de las defensas y con distintas separaciones entre líneas o hiladas sucesivas de defensas, así como diferentes porosidades de la cortina.

El análisis de dicha información y de los resultados obtenidos para cada caso indicaron la conveniencia de que las defensas se instalaran en línea recta, separadas las hileras 20 pies entre sí, con altura de 4 pies, separada la cortina 1 pie con respecto al piso.

El proyecto se adaptó siguiendo básicamente las dimensiones antes señaladas, habiéndose optado por utilizar como cortina material de polietileno de alta densidad con 40 % de porosidad, sujeta por postes de madera de 2" X 3" separados 1.50m entre sí y con un alambre de sujección en la parte superior.

Del lado sur la duna existente presenta un promontorio con elevaciones superiores a 15 m., por lo que se considera conveniente descopetarla para extenderla en una faja paralela al canal, con 90 m. de ancho de corona, estando ésta a la elevación + 4.50 m., la cual servirá para contar desde un principio con una obstrucción al paso franco de la arena en la parte localizada entre las dunas altas y el seno de escollera. Asimismo esta faja plana permitirá la formación de una duna artificial mediante la instalación del sistema de defensa antes descrito.

La remoción y extendido de la arena de esta duna se llevará a cabo mediante el empleo de equipo convencional de movimiento de tierras, como son motoescrepas y tractores.

Se ha proyectado la colocación de las hiladas de defensa, en ambos lados, empezando en el extremo de sotavento correspondiente a la dirección opuesta de los vientos y procediendo en forma ordenada y sucesiva a formar progresivamente una especie de pirámide. En el plano se señala la secuencia de construcción, la cual obviamente contempla el que se llene, o esté a punto de llenarse una camada antes de colocar la defensa superior a fin de optimizar las defensas y alcanzar las elevaciones esperadas.

No se ha contemplado el intentar la recuperación

de las defensas ya que en primer lugar su costo es relativamente bajo y sobre todo porque se considera que el dejarlas enterradas ofrece una garantía adicional al conjunto contra eventuales ocurrencias de fenómenos meteorológicos de inusitada violencia al proporcionarle al sistema una especie de barreras internas que evitarían que la erosión se propagase incontroladamente.

Asimismo, estudios de campo llevados a cabo por diferentes organismos de los EE.UU. en zonas de dunas costeras han demostrado lo valioso del recubrimiento de tipo vegetativo para fijación y estabilización de dunas, así como para que dicha cubierta vegetal trabaje como defensa o trampa de arena.

Para tal fin se ha contemplado ir vegetando artificialmente las bermas de sotavento de las dunas artificiales que se irán formando con las defensas de material plástico.

El estudio de la información disponible, en la cual se mencionan diferentes tipos de vegetación y diferentes densidades de siembra, dio como resultado que se recomienda para el caso en cuestión la utilización del pasto de duna "Bitter Panicum" o "Bermuda", considerándose que ya que existe en la zona este último probablemente sea más conveniente. Se recomienda sin embargo que se intente con ambas especies, iniciándose, de ser posible con 50% de una especie y 50% de la otra, en función de los resultados se optará en un momento dado por escoger alguna de las dos para el futuro o modificar la relación inicial.

Del lado norte se ha previsto la formación de otra duna artificial, de 850 m. de longitud, cubriendo desde donde terminan las viviendas de pescadores hasta la zona del seno de escollera del lado norte.

Debido a que es mayor el volumen de arena aportado del lado norte esta duna artificial será mayor a la del sur.

La secuencia de construcción es la misma a la que se seguirá en el sur.

En cuanto a la colocación de las defensas para -- atrape de arena en ambos lados, la secuencia indicada en el plano respectivo, deberá considerarse como tentativa ya que debido a lo complejo del fenómeno de acarreo eólico y a la ocurrencia de fenómenos no previstos esta se podrá modificar conforme se vaya desarrollando el proceso a fin de obtener resultados óptimos.

Al respecto se recomienda un monitoreo constante de la evolución de las dunas a formar, lo cual podría motivar en un momento dado el que en base a los resultados obtenidos se viera la conveniencia de modificar las separaciones entre hiladas, la separación entre el piso y el inicio de la malla, etc.

Análogamente, aunque se está recomendando un sembrado en las dunas con separación de 40 cm. entre plantas y 50 cm. entre hiladas sucesivas, el desarrollo -- del crecimiento del pasto podría dar lugar a modificar la densidad de siembra.

Entre el canal de acceso y la faja a proteger del lado norte se está previendo la instalación de un vivero de 100 X 500 m. en base a recomendaciones del estudio realizado en la Texas A & M University System por Sr. Hoverson, Ph. D. en 1979 para la revegetación de esta zona. La ubicación del vivero en este sitio tiene la ventaja de que la duna norte en formación protegerá a las plantas en desarrollo de la arena.

El vivero contempla una cerca protectora con alambre de puas, caseta para velador y bodega de herramientas, así como un tanque de almacenamiento de agua dulce y dos bombas de gasolina para suministrar a las plantas en desarrollo un riego de auxilio en épocas críticas. Este deberá ser en un momento dado autosuficiente para producir sus propias plantas mediante reproducción de las mismas.

Para garantizar la correcta operación del mismo - el presupuesto incluye las visitas periódicas, durante los dos primeros años, de un asesor técnico con amplia experiencia en este tipo de actividades.

Al crecer las dunas la eficiencia de las mismas - se irá incrementando, estimándose que de un volumen -- a dragar hidráulicamente dentro del canal de 111,300 m³ en el primer año al quinto año el sistema vegetado en la forma propuesta deberá hacer que en el quinto año - el volumen sea cero.

Lo anterior debido a que se ha considerado que si de observaciones de campo en otros lugares la vegetación dunaria llega a atrapar el 100 % de la arena acarreada eólicamente y esta se espera llegará a su pleno desarrollo al quinto año, es de esperarse se atrape si no la totalidad sí la casi totalidad de la arena transportada por este agente.

La alternativa incluye la estimación del volumen a dragar hidráulicamente por concepto de acarreo litoral, ya que no se contempla prolongación de escolleras en este caso.

VI . 3.4 ALTERNATIVA 4.- PROLONGACION DE ESCOLLERAS, CONSTRUCCION DE ESPIGONES Y FIJACION DE DUNAS.

Esta alternativa es una combinación de la alternativa 1 y de la alternativa 3 y los costos que hay que considerar son las concernientes a :

Prolongación de la escollera norte hasta una profundidad de 6.0 m, esta prolongación se llevará a cabo en dos etapas, en el primer año se prolongará en 220 m. y en el cuarto año se prolongará la longitud necesaria para alcanzar la profundidad de 6.0 m. con una deflexión de $28:50^\circ$ con respecto al eje original de la escollera.

Prolongación de la escollera sur con una deflexión de 60° con respecto al eje original de la escollera, reduciéndose con esto el ancho entre escolleras. La reducción del ancho libre entre escolleras tiene como objetivo el de proteger de los oleajes del E y SE el canal de acceso y de dirigir el paso del material del transporte litoral por barra sumergida a alimentar la playa sur.

Construcción de espigones de bolsa roca para concentrar el flujo hacia el centro del canal y lograr el autodragado. Una vez terminados los espigones y si estos han logrado su objetivo satisfactoriamente se cubrirán con una capa de bolsacreto.

La construcción de defensas para detener, formar dunas de protección y estabilizarlos mediante el sembrado de plantas adecuadas que se desarrollen en el sistema ecológico en el cual serán plantados.

VI.4 COSTOS DE PROYECTO DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCION.

Los catálogos de conceptos, cantidades de obra, precios unitarios e importes que a continuación se presentan, se elaboraron para cada alternativa en base a las cantidades de obra estimadas que aparecen en los planos correspondientes a cada una de ellas.

Los precios unitarios consignados en estos catálogos, corresponden al primer cuatrimestre de 1985.

Debido a que en las alternativas se considera que la construcción de las obras de protección se realice por etapas, en diferentes años, los importes de las mismas se actualizaron en función del año en que se pretende su realización y considerando tasas de interés del 15%. Dicha actualización de precios se muestra en el capítulo VII.

CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y ANTEPRESUPUESTO.

ALTERNATIVA. N°1

CONCEPTO.	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)	
ESPIGONES DE ENCAUZAMIENTO					
Suministro y colocación de elementos bolsaroca.	m ³	3,170	8,000	25'360,000	
Suministro y colocación de elementos bolsacreto.	m ³	1,700	15,000	25'500,000	
PROLONGACION ESCOLLERA NORTE				SUMA	50'860,000
1ª Etapa					
Obtención, acarreo y colocación de enrocamiento de:					
10 Ton. de peso mínimo	m ³	16,375	17,000	278'375,000	
0.5 Ton. " " "	m ³	10,500	6,500	68'250,000	
0.05 Ton. " " "	m ³	9,520	6,000	57'120,000	
SUMA				403'745,000	
2ª Etapa					
Obtención acarreo y colocación de enrocamiento de:					
10 Ton. de peso mínimo	m ³	12,260	17,000	208'420,000	
0.5 Ton. " " "	m ³	7,350	6,500	47'775,000	
0.05 Ton. " " "	m ³	9,375	6,000	56'250,000	

CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y ANTEPRESUPUESTO.
ALTERNATIVA. N° 1

CONCEPTO.	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
15 ton de peso mínimo	m ³	4,055	19,000	77'045,000
0.75 ton de peso mínimo	m ³	1,115	6,500	7'247,500
0.075 ton de peso mínimo	m ³	1,410	6,000	8'460,000
			SUMA	\$ 405'197,500
PROLONGACION ESCOLLERA SUR				
Obtención, acarreo y colocación de enrocamiento de:				
10 ton. de peso mínimo	m ³	9,274	17,000	157'658,000
0.5 ton. " " "	m ³	5,746	6,500	37'349,000
0.05 ton. de peso mínimo	m ³	14,641	6,000	87'846,000
15 ton de peso mínimo	m ³	1,122	19,000	21'318,000
0.75 ton. de peso mínimo	m ³	456	6,500	2'964,000
0.075 ton. de peso mínimo	m ³	626	6,000	3'756,000
			SUMA	\$ 310'891,000
			TOTAL	1,170'693,500
DRAGADO DE MANTENIMIENTO				
Dragado del material de transporte eólico.	m ³ /año	427,000	450	192'150,000

CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y ANTEPRESUPUESTO.
ALTERNATIVA. Nº 2

C O N C E P T O.	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
Dragado hidráulico en el canal hasta la profundidad de proyecto con distancia de tiro máxima de 1 Km.	m ³	630,728	450	283'827,600
DRAGADO DE MANTENIMIENTO.				
Dragado del material de transporte eólico.	m ³ /año	427,000	450	192'150,000
Dragado del material de transporte litoral.	m ³ /año	287,000	450	129'150,000

CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y ANTEPRESUPUESTO:
ALTERNATIVA. Nº 3

CONCEPTO.	AÑO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
FIJACION DE DUNAS.					
1.- Remoción de arena con motoescrepa o tractor en duna norte, incluyendo extendido del material a distancias menores de 1 Km.	1º.	M3	240,000	100.0	24'000,000
2.- Suministro e instalación de defensas para atrape de arena, incluyendo geored de polietileno de alta densidad, postes de madera, alambres tensores y accesos.	1º.	m	16,350	250	4'087,500
	2º.	m	17,200	250	4'300,000
	3º.	m	18,050	250	4'512,500
	4º.	m	18,900	250	4'725,000
	5º.	m	21,150	250	5'287,500
			<u>91,650</u>		<u>22'912,500</u>
3.- Construcción, equipamiento, operación y mantenimiento de viveros incluyendo asesoría técnica.	1º.	Lote	1	17' 243,120	17' 243,120
	2º.	Lote	1	15' 147,520	15' 147,520
	3º.	Lote	1	12' 647,520	12' 647,520
	4º.	Lote	1	12' 647,520	12' 647,520
	5º.	Lote	1	12' 647,520	12' 647,520
					<u>70' 333,200</u>

CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y ANTEPRESUPUESTO:
ALTERNATIVA. N° 3

CONCEPTO.	AÑO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
4.- Sembrado de vegetación en dunas con pastos "Bitter Panicum" o Bermuda.	1°	M2	38,025	35	1'330,875
	2°	M2	24,075	35	842,625
	3°	M2	17,775	35	622,125
	4°	M2	17,325	35	606,375
	5°	M2	20,250	35	708,750
			117,450		4'110,750
5.- Dragado hidráulico de arena en el canal de comunicación (proveniente de acarreo eólico).	1°	M3	111,300	450	50'085,000
	2°	M3	89,000	450	40'050,000
	3°	M3	66,800	450	30'060,000
	4°	M3	44,500	450	20'025,000
	5°	M3	0	450	0
			311,600		140'220,000
				TOTAL	261'576,450
Dragado hidráulico de arena en el canal de comunicación (proveniente del acarreo total).		M3/año.	287,124	450	129'205,800
Dragado hidráulico en el canal hasta la profundidad de proyecto con distancia de tiro máximo de 1 Km..		M3	630,728	450	283'827,600

CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y ANTEPRESUPUESTO.
ALTERNATIVA. Nº 4

CONCEPTO.	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
ESPIGGNES DE ENCAUZAMIENTO				
Suministro y colocación de elementos bolsaroca.	m ³	3,170	8,000	25'360,000
Suministro y colocación de elementos bolsacreto.	m ³	1,700	15,000	25'500,000
PROLONGACION ESCOLLERA NORTE			SUMA	50'860,000
1ª Etapa				
Obtención, acarreo y colocación de enrocamiento de:				
10 Ton. de peso mínimo	m ³	16,375	17,000	278'375,000
0.5 Ton. " " "	m ³	10,500	6,500	68'250,000
0.05 Ton. " " "	m ³	9,520	6,000	57'120,000
			SUMA	403'745,000
2ª Etapa				
Obtención acarreo y colocación de enrocamiento de:				
10 Ton. de peso mínimo	m ³	12,260	17,000	208'420,000
0.5 Ton. " " "	m ³	7,350	6,500	47'775,000
0.05 Ton. " " "	m ³	9,375	6,000	56'250,000

CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y ANTEPRESUPUESTO.

ALTERNATIVA. N° 4

C O N C E P T O.	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
15 ton de peso mínimo	m ³	4,055	19,000	77'045,000
0.75 ton de peso mínimo	m ³	1,115	6,500	7'247,500
0.075 ton de peso mínimo	m ³	1,410	6,000	8'460,000
			SUMA	<u>140'752,500</u>
PROLONGACION ESCOLLERA SUR				
Obtención, acarreo y colocación de enrocamiento de:				
10 ton. de peso mínimo	m ³	9,274	17,000	157'658,000
0.5 ton. " " "	m ³	5,746	6,500	37'349,000
0.05 ton. de peso mínimo	m ³	14,641	6,000	87'846,000
15 ton de peso mínimo	m ³	1,122	19,000	21'318,000
0.75 ton. de peso mínimo	m ³	456	6,500	2'964,000
0.075 ton. de peso mínimo	m ³	626	6,000	3'756,000
			SUMA	<u>140'891,000</u>

CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y ANTEPRESUPUESTO.
ALTERNATIVA. N° 4

CONCEPTO.	AÑO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
FIJACION DE DUNAS.					
1.- Remoción de arena con motoescrepa o tractor en duna norte, incluyendo extendido del material a distancias menores de 1 Km.	1.º	M3	240,000	100.0	24'000,000
2.- Suministro e instalación de defensas para atrape de arena, incluyendo geored de polietileno de alta densidad, postes de madera, alambres tensores y accesos.	1.º	m	16,350	250	4'087,500
	2.º	m	17,200	250	4'300,000
	3.º	m	18,050	250	4'512,500
	4.º	m	18,900	250	4'725,000
	5.º	m	21,150	250	5'287,500
			<u>91,650</u>		<u>22'912,500</u>
3.- Construcción, equipamiento, operación y mantenimiento de viveros incluyendo asesoría técnica.	1.º	Lote	1	17 243 120	17'243,120
	2.º	Lote	1	15 147 520	15'147,520
	3.º	Lote	1	12 647 520	12'647,520
	4.º	Lote	1	12 647 520	12'647,520
	5.º	Lote	1	12 647 520	12'647,520
					<u>70'333,200</u>

CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y ANTEPRESUPUESTO.

ALTERNATIVA. N° 4

CONCEPTO.	AÑO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
4.- Sembrado de vegetación en dunas con pastos "Bitter Panicum" o Bermuda.	1°	M2	38,025	35	1'330,875
	2°	M2	24,075	35	842,625
	3°	M2	17,775	35	622,125
	4°	M2	17,325	35	606,375
	5°	M2	20,250	35	708,750
			117,450		4'110,750
5.- Dragado hidráulico de arena en el canal de comunicación (proveniente de acarreo eólico).	1°	M3	111,300	450	50'085,000
	2°	M3	89,000	450	40'050,000
	3°	M3	66,800	450	30'060,000
	4°	M3	44,500	450	20'025,000
	5°	M3	0	450	0
			311,600		140'220,000
				TOTAL	1'432'269,950

REFERENCIAS.

- Ref. 1.- Per Bruun. Port Engineering. Gulf Publishing Company. Houston, Texas. 1973
- Ref. 2.- Manual de Diseño de Obras Civiles Cap. 13 Hidráulica Marítima. Comisión Federal de Electricidad. México.

CAPITULO VII
JUSTIFICACION ECONOMICA

VII. 1 BENEFICIOS DERIVADOS DE LA CONSTRUCCION DE LAS OBRAS DE PROTECCION.

Los beneficios económicos que traería consigo las obras de protección en la Boca del Mezquital han sido estudiadas con anterioridad, en el "ESTUDIO ECONOMICO DE LA ESTABILIZACION DE LA COMUNICACION DE LA LAGUNA MADRE CON EL MAR Y PROYECTO DE FACILIDADES PESQUERAS DE LA ZONA" elaborado por IPESA consultores en 1972. En dicho estudio se obtuvieron los beneficios en base al incremento de la producción pesquera en el litoral y la Laguna Madre.

Adicionalmente a los beneficios de la producción pesquera se tienen otros beneficios inmediatos los cuales son difíciles de evaluar y los cuales se listan a continuación:

- a).- La construcción de las obras complementarias en la Boca del Mezquital, Tamps., traerá como primer beneficio la utilización del puerto pesquero y la terminal de granos que ya se encuentran construidos.
- b).- La utilización del puerto pesquero como base para una flota camaronera y de captura de especies de escama, así como puerto de reflujo para los barcos provenientes del sur, — por ejemplo de Tampico, que decidan pescar al norte de dicho puerto.
- c).- La comunicación permanente de la Laguna Madre con el mar — evitará los daños a las áreas agrícolas y ganaderas aledañas, a las cuales llega el material salino cuando el nivel de la Laguna esta muy bajo o se ha llegado a secar.

- d).- El mantener el nivel del agua en la Laguna Madre mediante la comunicación de bocas eficientes mejorará las condiciones ecológicas, evitando que la salinidad del agua se incremente y con ello aumentando el potencial pesquero.
- e).- El aprovechamiento del litoral que se localiza frente a la costa norte de Tamaulipas, es decir, el litoral que se localiza enfrente de la extensión que ocupa la Laguna Madre.
- f).- Aprovechamiento de la infraestructura existente, como lo es el camino de comunicación, las escolleras ya construidas, las instalaciones portuarias como lo es el faro, los muelles etc.

Además de los beneficios inmediatos y los derivados básicamente de la producción pesquera deben destacarse otros factores colaterales a la construcción de las obras de protección y funcionamiento de la Boca del Mezquital como puerto pesquero y granelero los cuales son:

- 1.- Generación de empleos en la zona.
- 2.- Incremento de las exportaciones.
- 3.- Impulso a la economía regional.

Del estudio antes mencionado tomaremos, la alternativa N° 12 como la correspondiente a la boca del Mezquital. De la tabla 5.14 se tienen los beneficios, de los cuales no se tomarán en cuenta los correspondientes a La Pesca y el 50% de los de Tampico.

De la tabla 5.19 de la alternativa 12 se tienen los costos correspondientes a las instalaciones portuarias y

obras complementarias, las industrias conexas para la Laguna Madre y las embarcaciones para la Laguna Madre y Tampico, de estas últimas se consideró el 50%.

Con estos datos se obtuvo una nueva tabla, actualizando los costos y beneficios por un factor de 20 para pasarlos de pesos de 1972 a pesos de 1985.

A los costos antes citados se les sumó los costos de las obras por realizar como son, prolongación de las escolleras, estabilización de dunas, dragados del transporte litoral y/o transporte eólico dependiendo de cada alternativa y la adquisición de una draga en las alternativas número 1 a la 3 inclusive.

En las tablas VII.1 a VII.4 se muestran los costos a valor presente de las alternativas número 1 a 4 de las obras de protección y en la tabla VII.5 se muestran los costos a valor presente de las obras complementarias, las industrias conexas y las embarcaciones correspondientes a la Boca del Mezquital.

La fórmula empleada para obtener los costos a valor presente de las alternativas consideradas es:

$$P = R \left[\frac{1 - (1 + i)^{-n}}{i} \right]$$

Donde : R = Valor de cada anualidad de una serie uniforme de anualidades que ocurren en los periodos 1, 2, 3...n

P = Valor presente de la anualidad.

n = Número de periodos.

i = Tasa de interés por periodo.

ALTERNATIVA 1.- PROLONGACION DE ESCOLLERAS Y CONSTRUCCION DE ESPIGONES DE ENCAUZAMIENTO.

VALOR PRESENTE EN MILLONES DE PESOS.

PERIODO	1a. ETAPA E. NORTE, ESCOLLERA SUR, ESPIGONES.	2a. ETAPA ESCOLLERA NORTE	DRAGADO TRANSPORTE EOLICO	TOTAL
1	1,265.65		167.09	1,432.74
2	"		312.38	1,578.03
3	"		438.72	1,704.37
4	"	231.67	548.58	2,045.90
5	"	"	644.12	2,141.44
6	"	"	727.19	2,224.51
7	"	"	799.42	2,296.74
8	"	"	862.24	2,359.56
9	"	"	916.86	2,414.18
10	"	"	964.36	2,461.68
11	"	"	1,005.66	2,502.98
12	"	"	1,041.77	2,539.09
13	"	"	1,072.80	2,570.12
14	"	"	1,099.86	2,597.18
15	"	"	1,123.57	2,620.89
16	"	"	1,144.11	2,641.43
17	"	"	1,161.96	2,659.28
18	"	"	1,177.49	2,674.81
19	"	"	1,190.99	2,688.31
20	"	"	1,202.73	2,700.05

TABLA VII.1

ALTERNATIVA 2
MANTENIMIENTO CONTINUO DEL CANAL MEDIANTE DRAGADO.
VALOR PRESENTE EN MILLONES DE PESOS

Período	Dragado de Transporte eólico.	Dragado de Transporte Litoral.	Total
1	167.09	112.30	879.30
2	312.38	209.96	1,122.34
3	438.72	294.88	1,333.60
4	548.58	368.72	1,517.30
5	644.12	432.93	1,677.05
6	727.19	488.77	1,815.96
7	799.42	537.32	1,936.74
8	862.24	579.54	2,041.78
9	916.86	616.25	2,133.11
10	964.36	648.17	2,212.53
11	1,005.66	675.93	2,281.59
12	1,041.77	700.07	2,341.84
13	1,072.80	721.06	2,393.86
14	1,099.96	739.32	2,439.28
15	1,123.57	755.19	2,478.76
16	1,144.11	768.99	2,513.10
17	1,161.96	780.99	2,542.95
18	1,177.49	791.43	2,568.92
19	1,190.99	800.50	2,591.49
20	1,202.73	808.39	2,611.12

TABLA VII. 2

ALTERNATIVA 3
FIJACION DE DUNAS.
VALOR PRESENTE EN MILLONES DE PESOS .

Período	1a Etapa	2a Etapa	3a Etapa	4a Etapa	5a Etapa	Dragado Transporte Litoral	Total
1	684.13					112.30	796.43
2	684.13	45.63				209.30	939.06
3	684.13	45.63	31.46			294.88	1056.10
4	684.13	45.63	31.46	21.73		368.72	1151.67
5	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	432.93	1225.15
6	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	488.77	1280.99
7	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	537.32	1329.54
8	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	579.54	1371.76
9	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	616.25	1408.47
10	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	648.17	1440.39
11	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	675.93	1468.15
12	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	700.07	1492.29
13	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	721.06	1513.28
14	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	739.32	1531.54
15	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	755.19	1547.41
16	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	768.99	1561.21
17	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	780.99	1573.21
18	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	791.43	1583.65
19	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	800.50	1592.72
20	684.13	45.63	31.46	21.73	9.27	808.39	1600.61

TABLA VI . 3

ALTERNATIVA 4 .- PROLONGACION DE ESCOLLERAS, CONSTRUCCION DE ESPIGONES Y FIJACION_
DE DUNAS.

VALOR PRESENTE EN MILLONES DE PESOS .

PERIODO	1a. ETAPA	2a. ETAPA	3a. ETAPA	4a. ETAPA	5a. ETAPA	TOTAL
1	749.776					749.776
2	749.776	45.626				795.402
3	749.776	45.626	31.457			826.859
4	749.776	45.626	31.457	253.402		1,080.261
5	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
6	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
7	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
8	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
9	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
10	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
11	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
12	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
13	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
14	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
15	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
16	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
17	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
18	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
19	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530
20	749.776	45.626	31.457	253.402	9.269	1,089.530

TABLA VII. 4

OBRAS COMPLEMENTARIAS, INDUSTRIAS CONEXAS Y EMBARCACIONES
COSTOS EN MILLONES DE PESOS

AÑO	LAGUNA MADRE	TAMPICO	SUMA	VALOR ACTUAL
0	113.075	80.000	193.075	193.075
1	602.421	8.000	610.421	583.800
2	190.258	8.000	198.258	149.911
3	210.831	8.000	218.831	143.885
4	202.834	8.000	210.834	120.545
5	233.250	8.000	241.250	119.944
6	199.013	8.000	207.013	89.497
7	256.053	8.000	264.053	99.267
8	204.636	8.000	212.636	69.511
9	232.412	8.000	240.412	68.340
10	210.572	8.000	218.572	54.027
11	253.482	80.000	333.482	71.679
12	209.328	8.000	217.328	39.125
13	217.741	8.000	225.741	36.689
14	228.063	8.000	236.063	33.362
15	221.574	8.000	229.574	28.213
16	202.072	8.000	210.072	22.449
17	216.763	8.000	224.763	20.886
18	223.125	8.000	231.125	18.676
19	214.557	8.000	222.557	15.638
20	218.699	8.000	226.699	13.851

1992.377

=====

TABLA VI. 5

VII.2. INDICADORES ECONOMICOS.

Para obtener los indicadores económicos que se presentan en la Tabla VII.2.1, se evaluaron los costos actualizados totales para cada alternativa, ello mediante la suma de los costos actualizados de las obras por realizar en cada una de ellas y de los costos actualizados de las obras complementarias e industrias conexas, de la siguiente manera:

- Alternativa 1.- $2700.05 + 1992.377 = 4692.43$ millones de pesos.
- Alternativa 2.- $2611.12 + 1992.377 = 4603.49$ millones de pesos.
- Alternativa 3.- $1600.61 + 1992.377 = 3592.99$ millones de pesos.
- Alternativa 4.- $1089.53 + 1992.377 = 3081.91$ millones de pesos.

De la tabla 5.14 del "Estudio Económico de la Estabilización de la Comunicación de la Laguna Madre con el Mar y Proyecto de Facilidades Pesqueras de la Zona", mencionado anteriormente, se obtuvo — que para el Mezquital el valor actualizado de los beneficios derivados de las obras de protección, sería del orden de 9 795.48 millones de pesos.

ALTER-NATIVA	BENEFICIOS ACTUALIZADOS "B"	COSTOS ACTUALIZADOS "C"	B/C	B - C	JERAR-QUIZA-CION.
1	9,795.48	4,692.43	2.08	5,103.05	IV
2	9,795.48	4,603.49	2.12	5,191.99	III
3	9,795.48	3,592.99	2.72	6,202.49	II
4	9,795.48	3,081.91	3.17	6,713.57	I

TABLA VII.2.1. Beneficios y Costos Actualizados.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

a) Conclusiones:

- 1.- El canal entre escolleras ha cumplido a la fecha con su objetivo de conectar a la laguna con el mar.
- 2.- Las posibilidades de un cierre total son altas, en caso de ocurrir fuertes oleajes del NE y E durante un período largo y continuado, que produzca un depósito tal que la sección transversal mínima se reduzca a menos de 300 m².
- 3.- Si el cierre total no ha ocurrido ha sido gracias a las mareas de viento en la laguna que aumentan el prisma de marea, las velocidades en el canal y la capacidad de autdragado. Recuérdese que los cálculos han sido realizados conservadoramente para marea astronómica viva sin considerar la marea de viento, que además por su carácter aleatorio es difícil de considerar. En caso de vientos producidos por "Nortes" se debe en general tener una depresión en la laguna a la altura del Mezquital. Ello incrementaría notablemente las velocidades de flujo y el arrastre de sedimentos hacia la laguna, a la zona de la isla.
- 4.- En condiciones actuales el canal entre escolleras, no puede ser navegable a menos que se evite la entrada del transporte litoral y/o se ejecuten dragados continuos de mantenimiento.

5.- De las cuatro alternativas expuesta en el presente trabajo la alternativa más económica y por ende la más conveniente desde el punto funcional y de operación del puerto es la cuatro. Evidentemente el máximo beneficio derivado de la obra es el poder poner el puerto en operación y de las obras a realizar, la más importante de ellas es la estabilización de dunas, ya que el transporte eólico es el que causa máximo azolvamiento. Si se decidiera realizar la alternativa 4 se podría prescindir totalmente del dragado de mantenimiento, salvo eventuales dragados en la barra de la bocana si ésta se formara en forma poco conveniente para la navegación. Sin embargo debe señalarse que la barra seguramente podría permitir un calado de 4 m, suficiente para embarcaciones camaroneras, aun que la formación de la barra sea poco conveniente. Como beneficio marginal debe verse el paso por barra del transporte litoral hacia la playa sur. Sin este paso debe esperarse erosión aún mayor en la playa sur y la necesidad de aumentar continuamente, aunque a bajo costo, el empotramiento de la escollera sur.

6.- Las cuatro alternativas presentadas son técnica y económicamente factibles, con tasas de retorno superiores al 15% y relaciones beneficios / costos superiores a la unidad y con tasas de interés del 15%.

7.- Aun mantener el acceso a base de dragado exclusivamente (alternativa dos) es económica y técnicamente factible. Sin embargo para ello es necesario seleccionar un equipo de dragado adecuado a las condiciones del lugar y que opere en condiciones de máxima eficiencia. Debe tomarse en cuenta que se tendrían que realizar dos tipos de dragado. Uno entre escolleras y en la bocana sujeto a la acción del oleaje y con un volumen promedio anual de $300,000 \text{ m}^3$ aproxima-

madamente. Pero deben esperarse depósitos hasta de 80,000 m^3 /mes en la época de "Nortes". El otro sería en el canal de intercomunicación laguna-seno de escolleras, libre de oleaje y con un volumen promedio de 400,000 m^3 .

b) RECOMENDACIONES:

- 1.- Para la selección del equipo de dragado debe tomarse en cuenta que el volumen total a dragar es del orden de 700,000 m^3 , similar por ejemplo a la capacidad de una draga estacionaria de 12" trabajando 15 horas/día y tiro de 300m. Sin embargo ésta draga no podría dragar gran parte del canal entre escolleras con volumen del orden de 300,000 m^3 . Por lo que para este trabajo sería necesaria una draga de tolvas. En caso de decidirse continuar con sólo dragado debe considerarse la necesidad de alimentar la playa sur con producto de dragado directamente con la draga o mediante traspaleos mecánicos.
- 2.- Que durante el primer año de funcionamiento de las defensas de arena habría que dragar 111,000 m^3 en el canal de intercomunicación y que ese volumen se reduce a cero a partir del quinto año. Estas estimaciones son conservadoras ya que no toman en cuenta el efecto del incremento del prisma de marea, el cual no se puede, por el momento evaluar en forma cuantitativa.
- 3.- La construcción de los espigones entre escolleras es necesaria para evitar la divagación del cauce y aumentar el prisma de marea y la capacidad de autdragado. En caso de no construirse sería necesario ejecutar dragados de rectificación, relativamente costosos y que si no se realizan a tiempo puede correrse el peligro del cierre de la boca a la navegación en épocas de "Nortes".

4.- Se hace hincapié en que el proyecto de estabilización de -- dunas realizado, es una primera aproximación, válida para -- estimación de costos, pero que para la ejecución de éste -- proyecto es necesario experimentar en el campo a medida que se realizan las obras, para llegar a una solución óptima y que para ello es necesaria una asesoría permanente durante al menos un año. Ello con el fin de decidir sobre: Tipos de pastos, localización y distribución de defensas, Etapas y Programas de construcción.

Se ha presentado en este trabajo una metodología a seguir para determinar la magnitud del problema de azolvamiento que sufre un canal de comunicación entre una laguna litoral y el oceano, mediante la aplicación en ecuaciones empíricas de información -- recopilada en campo, durante una campaña de mediciones oceano-- gráficas, para posteriormente en base a lo anterior proponer las posibles soluciones a dicho problema. Debe tomarse en cuenta que para aplicar esta metodología en otra boca con un problema similar al aquí expuesto, es necesario considerar las característi-- cas particulares del sitio de que se trate con el fin de obte-- ner resultados confiables.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Bagnold R.A. - The Physics of Blown Sand and Desert Dunes. New York. William Morrow & Comp. 1938.
- 2.- Beach Erosion Board. Shore Protection Planning and Design. Department of the Army. U.S.A. 1961.
- 3.- Hoverson, Richard R. Estudio Relativo a la Estabilización de Dunas y Forestación en Zona Federal en el Mezquital, — Tamps. Febrero 1979.
- 4.- Hunter Rouse. Engineering Hydraulics. New York. John Wiley & Sons, Inc.
- 5.- O'Brien M.P. & Dean R.G. Hydraulic and Sedimentary Stability of Coastal Inlets. Proceedings of the 13 th International - Conference on Coastal Engineering, Vancouver. Printed by the A.S.C.E 1973.
- 6.- O'Brien M.P. & Rindlaub B.D. The Transportation of Sand by Wind. Civil Engineering. Vol. 6 No. 5 May 1936.
- 7.- Prakash B. Joshi & Ashish J. Mehta Review of Inlet Hydraulics.
- 8.- Wiegel, Robert L. Oceanographical Engineering. Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs N.J. 1964;

A N E X O I
REGIMEN DE COSTAS

OBTENCION DE MUESTRAS.

BOCA DEL MEZQUITAL TAMPS.

Referencias:: Véase Plano General

SECCION	LOCALIZACION	N° de Muestras
1	Playa Norte	24
2	Playa Norte	24
3	Playa Norte	24
4	Playa Sur	24
5	Playa Sur	24
6	Playa Sur	24
7	CANAL DE ACCESO	6
7'	INICIO DE ESCOLLERAS	6
8	EST. 0 + 784	12
9	EST. 1 + 528	12
10	EST. 1 + 728	12
	TOTAL	192

TABLA I.1.1.1

RESUMEN DE CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS

BOCA DEL MEZQUITAL, TAMP. --- MUESTREO DE FONDO DEL MAR Y CANAL DE COMUN.

TABLA I.1.1.2

MUESTRA			DIAMETROS (mm)					C _u	DENSI- DAD S _s	S.U.C.S	V
SECCION	LUGAR	FECHA	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₉₀				
1	Duna	28-nov-84	0.13	0.18	0.20	0.21	0.23	1.62	2.60	SF	1.13
	"	5-dic-84	0.11	0.18	0.19	0.20	0.22	1.82	2.63	SF	1.13
	"	13-dic-84	0.12	0.19	0.20	0.21	0.23	1.75	2.61	SF	1.13
	"	18-dic-84	0.13	0.19	0.21	0.22	0.24	1.65	2.62	SF	1.13
	Berma	28-nov-84	0.11	0.16	0.18	0.19	0.22	1.73	2.63	SF	1.10
	"	5-dic-84	0.11	0.17	0.18	0.19	0.21	1.73	2.63	SF	1.10
	"	13-dic-84	0.11	0.15	0.16	0.17	0.20	1.55	2.61	SF	1.10
	"	18-dic-84	0.12	0.15	0.16	0.17	0.21	1.42	2.62	SF	1.10
	Estrán	28-nov-84	0.11	0.14	0.16	0.17	0.20	1.62	2.58	SF	1.10
	"	5-dic-84	0.11	0.16	0.18	0.19	0.22	1.73	2.60	SF	1.10
	"	13-dic-84	0.14	0.20	0.22	0.23	0.24	1.74	2.59	SF	1.10
	"	18-dic-84	0.12	0.16	0.18	0.18	0.23	1.50	2.59	SF	1.10
	1 m prof.	28-nov-84	0.12	0.15	0.17	0.17	0.20	1.42	2.62	SF	1.06
	"	5-dic-84	0.10	0.15	0.17	0.17	0.19	1.70	2.64	SF	1.06
	"	13-dic-84	0.11	0.15	0.15	0.16	0.20	1.45	2.63	SF	1.06
	"	18-dic-84	0.12	0.16	0.18	0.19	0.22	1.58	2.64	SF	1.06
	3 m. prof.	28-nov-84	0.14	0.17	0.18	0.19	0.21	1.36	2.63	SF	1.06
	"	5-dic-84	0.12	0.15	0.18	0.20	0.22	1.67	2.63	SF	1.06
	"	13-dic-84	0.12	0.16	0.19	0.20	0.22	1.67	2.61	SF	1.06
	"	18-dic-84	0.14	0.17	0.19	0.20	0.23	1.43	2.62	SF	1.06
5 m prof.	28-nov-84	0.12	0.15	0.17	0.18	0.21	1.50	2.63	SF	1.06	
"	5-dic-84	0.11	0.14	0.18	0.19	0.22	1.73	2.64	SF	1.06	
"	13-dic-84	0.10	0.14	0.15	0.16	0.20	1.60	2.63	SF	1.06	
"	18-dic-84	0.14	0.16	0.17	0.17	0.21	1.21	2.65	SF	1.06	
2	duna	28-nov-84	0.13	0.16	0.18	0.19	0.22	1.46	2.61	SF	1.13
	"	5-dic-84	0.12	0.14	0.17	0.18	0.21	1.50	2.62	SF	1.13
	"	13-dic-84	0.12	0.15	0.18	0.19	0.21	1.58	2.62	SF	1.13
	"	18-dic-84	0.13	0.17	0.19	0.20	0.22	1.54	2.61	SF	1.13

C_u = D₆₀/D₁₀

REGISTRO DE CORRIENTES PLAYERAS.

TABLA I-1.2.1

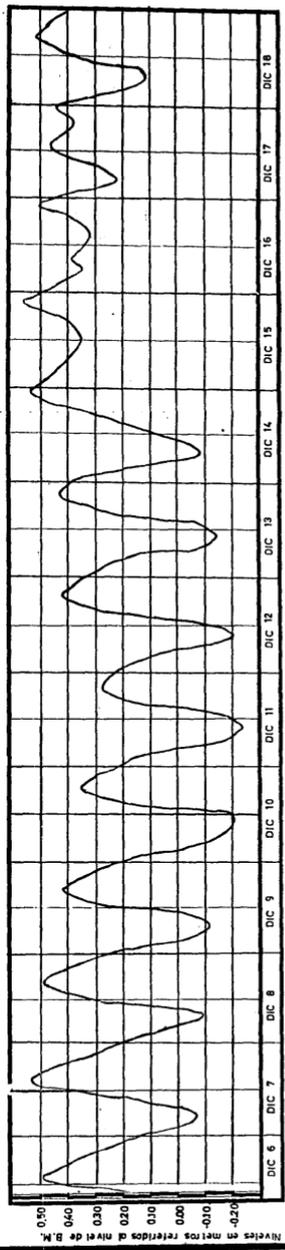
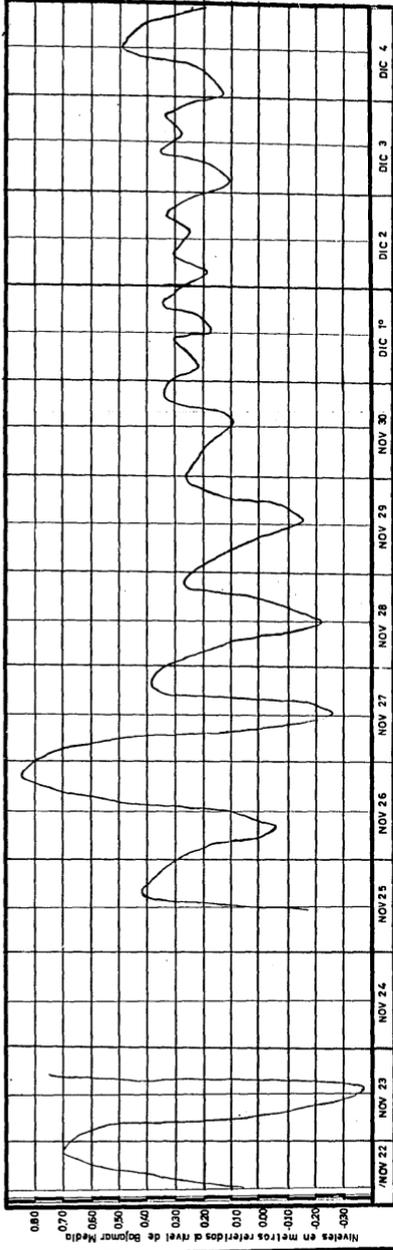
FECHA	HORA	VELOCIDAD DE LA CORRIENTE m/seg.	PERIODO DEL OLAJE (seg.)	DIRECCION DE LA CORRIENTE	RECORRIDO DEL PLOTADOR EN RCMPIENTE	UBICACION	NO. DE RCMPIENTES OBSERVADAS
21-nov-84	11.30	1.08	9	Norte a Sur	2a.	Playa Norte	4
22-nov-84	10.25	0.60	8	Norte a Sur	2a.	Playa Norte	4
23-nov-84	13.34	0.75	9	Sur a Norte	2a.	Playa Sur	4
24-nov-84	14.35		5	Sur a Norte	5*	Playa Sur	4
25-nov-84	15.28		9	Sur a Norte	2*	Playa Norte	5
25-nov-84	16.00		10	Sur a Norte	5*	Playa Sur	5
26-nov-84	11.12	0.62	9	Sur a Norte	2a.	Playa Norte	4
27-nov-84	11.00	0.73	7	Norte a Sur	1a.	Playa Norte	3
27-nov-84	12.00	0.68	7	Norte a Sur	1a.	Playa Sur	3
28-nov-84	10.30	0.55	10	Norte a Sur	2a.	Playa Norte	4
28-nov-84	11.30	0.72	13	Norte a Sur	2a.	Playa Sur	4
29-nov-84	10.27	0.72	5	Sur a Norte	3a.	Playa Norte	4
29-nov-84	11.00	0.83	5	Sur a Norte	4a.	Playa Norte	4
30-nov-84	12.00	0.25	7	Norte a Sur	3a.	Playa Norte	3
1o.dic-84	11.00	0.18	8	Norte a Sur	4a.	Playa Norte	3
1o.dic-84	13.00		6	Norte a Sur	5*	Playa Sur	4
2-dic-84	14.40	0.35	5	Norte a Sur	2a.	Playa Norte	3
3-dic-84	13.30	0.48	5	Sur a Norte	2a.	Playa Norte	3
3-dic-84	14.00	0.78	5	Sur a Norte	3a.	Playa Norte	3
4-dic-84	14.00		6	Norte a Sur	5*	Playa Sur	4
5-dic-84	14.00	1.09	7	Norte a Sur	3a.	Playa Norte	4
9-dic-84	13.30	0.53	6	Sur a Norte	2a.	Playa Norte	4

NOTA: 2* y 5* Secciones donde se realizó la medición de corrientes playeras.

TABLA I.1.2.1 (Cont.) REGISTRO-DE CORRIENTES PLAYERAS.

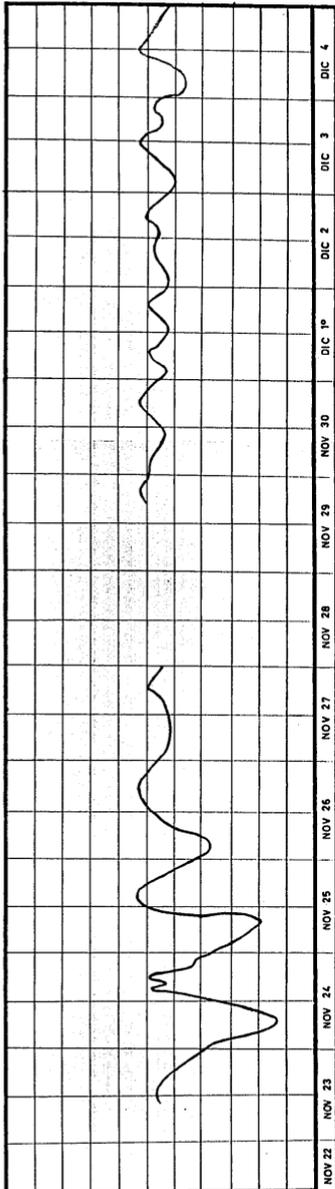
FECHA	HCRA	VELOCIDAD DE LA CORRIENTE m./seg.	PERIODO DEL OLEAJE (seg.)	DIRECCION DE LA CORRIENTE	RECORRIDO DEL FLOTADOR EN RCP/PIENTE	UBICACION	No. DE ROMBIENTES OBSERVADAS.
9-dic-84	14.50	0.64	5	Sur a Norte	2a. 5*	Playa Sur	4
10-dic-84	10.40	0.43	7	Sur a Norte	1a. 2*	Playa Norte	1
10-dic-84	12.00	0.25	4	Sur a Norte	1a. 5*	Playa Sur	4
11-dic-84	9.15	0.72	7	Sur a Norte	1a. 2*	Playa Norte	3
11-dic-84	10.50	0.45	9	Sur a Norte	2a. 5*	Playa Sur	4
12-dic-84	13.55	0.71	5	Sur a Norte	2a. 2*	Playa Norte	5
13-dic-84	11.00	0.11	5	Sur a Norte	1a. 2*	Playa Norte	10
14-Dic-84	11.40		7	Sur a Norte	2*	Playa Norte	10
14-Dic-84	13.00	0.46	6	Sur a Norte	1a. 5*	Playa Sur	10
15-Dic-84	16.20	0.66	8	Sur a Norte	1a. 2*	Playa Norte	10
15-Dic-84	14.00	0.25	6	Sur a Norte	1a. 5*	Playa Sur	10
16-dic-84	15.25	0.40	7	Sur a Norte	1a. 2*	Playa Norte	5
16-dic-84	14.15	0.24	7	Sur a Norte	2a. 5*	Playa Norte	6
18-dic-84	10.00	0.22	8	Sur a Norte	2a. 2*	Playa Norte	4
18-dic-84	11.40	0.55	8	Sur a Norte	2a. 5*	Playa Sur	5

NOTA: 2* Y 5* Secciones donde se realizó la medición de corrientes playeras.

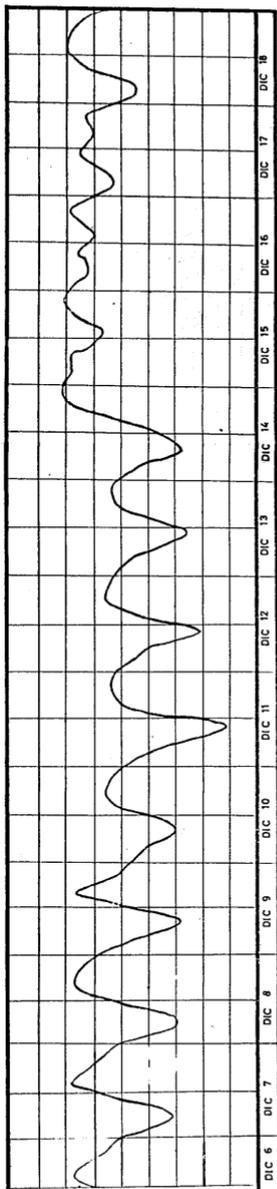


MECION DE MAREAS
LIMNIGRAFO No. 1

Niveles en metros referidos al nivel de Bolamar Medio



Niveles en metros referidos al nivel de B.M.



MECION DE MAREAS
LIMNIGRAFO No. 2

CICLO DE MAREA N° 1				CICLO DE MAREA N° 2			
Sección 1		Sección 2		Sección 1		Sección 2	
Hora	Vel. m/seg.	Hora	Vel. m/seg.	Hora	Vel. m/seg.	Hora	Vel. m/seg.
16:35	-0.402	16:20	-0.601	10:20	1.39	10:00	1.193
17:35	-0.420	17:30	-0.372	11:15	1.188	11:00	1.080
18:35	-0.801	18:30	-0.600	12:15	0.862	12:00	1.254
19:50	-0.880	19:35	-0.914	13:15	0.826	13:00	0.933
20:45	0.954	20:30	1.009	14:15	0.963	14:00	0.793
21:45	0.792	21:30	0.930	15:15	0.874	15:00	1.212
22:45	1.023	22:30	1.070	16:15	0.997	16:00	1.188
23:45	1.021	23:30	0.808	17:05	1.456	17:00	1.180
24:45	0.967	24:30	0.888	18:15	0.844	18:00	1.112
1:45	1.104	1:30	0.862	19:15	0.941	19:00	0.968
2:45	0.964	2:30	0.933	20:15	1.025	20:00	0.971
3:45	1.106	3:30	0.960	21:15	0.948	21:00	0.955
4:45	1.020	4:30	0.910	22:15	1.149	22:00	1.188
5:45	0.914	5:30	1.020	23:15	1.018	23:00	1.135
7:40	1.199	7:30	0.954	24:15	-0.910	24:00	-0.884
8:40	0.978	8:30	0.991	1:15	-1.148	1:00	-0.923
9:40	0.938	9:30	1.094	2:15	-0.707	2:00	-0.718
10:40	1.280	10:30	1.166	3:15	-0.851	3:00	-0.906
11:40	1.112	11:30	1.097	4:15	-0.763	4:00	-0.814
12:45	0.979	12:30	0.863	5:15	-0.846	5:00	-0.791
13:30	-	13:30	-	6:15	-0.899	6:00	-0.855
14:30	-	14:30	-	7:15	-0.723	7:00	-0.736
15:30	-	15:30	-	8:15	-1.003	8:00	-0.860
16:30	-	16:30	-	9:15	-0.962	9:00	-0.914
17:20	0.912	17:00	0.999	10:15	-0.980	10:00	-0.796

TABLA I.2.2.1

NOTA: Velocidades positivas, hacia la laguna (flujo).
Velocidades negativas, hacia el mar (Reflujo).

CICLO DE MAREA N° 3				CICLO DE MAREA N° 4			
Sección 1		Sección 2		Sección 1		Sección 2	
Hora	Vel. m/seg.	Hora	Vel. m/seg.	Hora	Vel. m/seg.	Hora	Vel. m/seg.
10:45	-0.987	10:30	-0.852	9:45	0.710	9:30	0.863
11:45	-0.987	11:30	-1.007	10:45	-1.049	10:30	-0.950
12:45	-0.771	12:30	-0.924	11:45	-0.994	11:30	-1.019
13:45	-0.712	13:30	-0.942	12:45	-1.029	12:30	-1.131
14:45	-0.878	14:30	-0.952	13:45	-1.156	13:30	-1.084
15:45	-0.788	15:30	-0.940	14:45	-1.119	14:30	-1.134
16:45	-0.786	16:30	-0.868	15:45	-1.095	15:30	-1.197
17:45	-0.521	17:30	-0.774	16:45	-1.337	16:30	-1.207
18:45	0.725	18:30	0.608	17:45	-1.233	17:30	-1.168
19:45	0.696	19:30	0.709	18:45	-1.197	18:30	-1.127
20:45	0.660	20:30	0.648	19:45	-0.895	19:30	-0.908
21:45	0.772	21:30	0.681	20:45	-1.180	20:30	-0.760
22:45	0.775	22:30	0.686	21:45	-0.891	21:30	-0.674
23:45	0.787	23:30	0.763	22:45	0.862	22:30	0.836
24:45	0.634	24:30	0.764	23:45	0.992	23:30	0.984
1:45	0.556	1:30	0.675	24:45	1.033	24:30	0.738
2:45	-0.754	2:30	-0.762	1:45	0.874	1:30	0.854
3:45	-0.814	3:30	-0.603	2:45	0.944	2:30	0.915
4:45	-0.852	4:30	-0.734	3:45	-0.737	3:30	-0.870
5:45	-0.823	5:30	-0.828	4:45	-0.664	4:30	-0.981
6:45	-0.746	6:30	-0.907	5:45	-1.045	5:30	-0.861
7:45	-0.824	7:30	-0.895	6:45	-0.773	6:30	-0.862
8:45	-0.901	8:30	-0.864	7:45	-0.741	7:30	-0.606
9:45	-0.874	9:30	-0.710	8:45	-1.140	8:30	-1.099
10:45	-1.295	10:30	-1.357	9:45	-0.954	9:30	-1.052

TABLA I.2.2.1 (CONTINUACION)

NOTA: Velocidades positivas, hacia la laguna (Flujo).
Velocidades negativas, hacia el mar (Reflujo).

CICLO DE MAREA N° 5			
Sección 1		Sección 2	
Hora	Vel. m/seg.	Hora	Vel. m/seg.
9:45	-1.039	9:30	-1.036
10:45	-0.960	10:30	-0.814
11:45	1.090	11:30	0.725
12:45	1.004	12:30	0.688
13:45	0.989	13:30	1.042
14:45	0.791	14:30	0.813
15:45	0.505	15:30	0.716
16:45	0.871	16:30	0.741
17:45	0.728	17:30	0.666
18:45	0.772	18:30	0.723
19:45	0.792	19:30	0.782
20:45	0.758	20:30	0.793
21:45	0.714	21:30	0.777
22:45	0.601	22:30	0.640
23:45	0.654	23:30	0.575
24:45	0.704	24:30	0.579
1:45	-0.597	1:30	-0.610
2:45	-0.580	2:30	-0.645
3:45	-0.747	3:30	-0.780
4:45	-0.798	4:30	-0.841
5:45	-0.894	5:30	-0.794
6:45	-1.159	6:30	-0.925
7:45	-1.161	7:30	-0.946
8:45	-0.894	8:30	-1.00
9:45	-0.622	9:30	-0.640

TABLA I.2.2.1 (CONT.)

NOTA: Velocidades positivas, hacia la laguna (Flujo).
Velocidades negativas, hacia el mar (Reflujo).

TABLA 1.3.1.1
MEDICION DE OLEAJE

OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
21/Nov/84	15:00	2.70	9.0	NE
21/Nov/84	16:00	3.00	9.2	NE
21/Nov/84	17:00	2.20	8.6	NE
21/Nov/84	18:00	2.00	9.2	NE
22/Nov/84	9:00	1.70	9.0	NE
22/Nov/84	10:00	2.30	8.7	NE
22/Nov/84	11:00	2.30	8.4	NE
22/Nov/84	12:00	2.30	8.2	NE
22/Nov/84	13:00	2.30	8.7	NE
22/Nov/84	14:00	2.30	8.8	NE
22/Nov/84	15:00	2.30	8.2	NE
22/Nov/84	16:00	2.30	8.0	NE
23/Nov/84	10:00	0.50	7.5	NE
23/Nov/84	11:00	1.0	8.2	NE
23/Nov/84	12:00	1.30	9.2	NE
23/Nov/84	13:00	1.20	9.1	SE
23/Nov/84	14:00	1.20	9.2	SE
23/Nov/84	15:00	1.50	8.6	SE
23/Nov/84	16:00	1.50	8.4	SE
23/Nov/84	17:00	1.50	8.3	NE
24/Nov/84	9:00	2.80	5.2	SE
24/Nov/84	10:00	2.70	5.4	SE
24/Nov/84	11:00	3.60	5.9	SE
24/Nov/84	12:00	0.50	5.8	SE
24/Nov/84	13:00	0.50	5.6	SE
24/Nov/84	14:00	0.50	5.0	SE

TABLA I.3.1.1 (cont.)

MEDICION DE OLEAJE

OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
24/Nov/84	15:00	0.50	5.7	SE
24/Nov/84	16:00	0.50	5.0	SE
24/Nov/84	17:00	0.50	4.3	SE
25/Nov/84	9:00	0.50	6.4	NE
25/Nov/84	10:00	0.50	6.0	NE
25/Nov/84	11:00	0.50	7.4	NE
25/Nov/84	12:00	0.50	6.0	SE
25/Nov/84	13:00	0.50	7.0	SE
25/Nov/84	14:00	0.50	8.0	SE
25/Nov/84	15:00	0.50	9.0	SE
25/Nov/84	16:00	0.50	8.0	SE
25/Nov/84	17:00	0.50	7.2	SE
26/Nov/84	9:00	1.60	8.2	SE
26/Nov/84	10:00	1.30	8.0	SE
26/Nov/84	11:00	1.00	9.0	SE
26/Nov/84	12:00	0.50	8.4	S
26/Nov/84	13:00	1.30	8.3	SE
26/Nov/84	14:00	1.0	8.4	SE
26/Nov/84	15:00	0.50	9.0	S
26/Nov/84	16:00	0.50	9.3	SE
26/Nov/84	17:00	0.50	9.4	SE
27/Nov/84	10:00	3.80	6.0	NE
27/Nov/84	11:00	4.50	7.0	NE
27/Nov/84	12:00	0.50	7.4	NE
27/Nov/84	13:00	0.50	6.0	NE

TABLA I.3.1.1 (cont.)
MEDICION DE OLEAJE

OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
27/Nov/84	14:00	0.50	6.8	NE
27/Nov/84	15:00	0.50	6.0	NE
27/Nov/84	16:00	0.50	7.2	NE
27/Nov/84	17:00	2.0	6.4	NE
27/Nov/84	18:00	2.0	7.8	NE
27/Nov/84	19:00	0.50	7.0	NE
27/Nov/84	20:00	0.50	7.8	NE
27/Nov/84	21:00	0.50	6.4	NE
27/Nov/84	22:00	0.50	7.0	NE
27/Nov/84	23:00	0.50	7.3	NE
27/Nov/84	24:00	1.0	7.4	NE
27/Nov/84	1:00	0.50	6.8	NE
27/Nov/84	2:00	0.50	6.2	NE
27/Nov/84	3:00	0.50	7.4	NE
27/Nov/84	4:00	0.50	7.5	NE
27/Nov/84	5:00	0.50	7.8	NE
27/Nov/84	6:00	0.50	7.8	NE
27/Nov/84	7:00	0.50	7.9	NE
28/Nov/84	9:00	0.50	8.0	NE
28/Nov/84	10:00	1.0	9.8	N
28/Nov/84	11:00	0.50	10	NE
28/Nov/84	12:00	0.50	9.5	NE
28/Nov/84	13:00	0.50	9.8	E
28/Nov/84	14:00	0.50	9.8	SE
28/Nov/84	15:00	0.50	9.5	SE
28/Nov/84	16:00	0.50	8.0	SE
28/Nov/84	17:00	0.50	8.8	SE

TABLA I.3.1.1 (cont.)
 MEDICION DE OLEAJE
 OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
28/Nov/84	18:00	0.50	8.9	SE
28/Nov/84	19:00	0.50	10.5	SE
28/Nov/84	20:00	0.50	10.4	SE
28/Nov/84	21:00	0.50	10.6	SE
28/Nov/84	22:00	0.50	9.8	SE
28/Nov/84	23:00	0.50	9.6	SE
28/Nov/84	24:00	0.50	9.8	SE
28/Nov/84	1:00	0.50	9.8	SE
28/Nov/84	2:00	0.50	9.6	SE
28/Nov/84	3:00	0.50	9.8	SE
28/Nov/84	4:00	0.50	10.4	SE
28/Nov/84	5:00	0.50	10.2	S
28/Nov/84	6:00	0.50	10.3	S
28/Nov/84	7:00	0.50	10.6	S
29/Nov/84	12:00	1.0	5.2	SE
29/Nov/84	13:00	0.50	5.4	S
29/Nov/84	14:00	0.80	5.5	SE
29/Nov/84	15:00	1.90	6.7	SE
29/Nov/84	16:00	1.90	6.7	SE
29/Nov/84	17:00	1.90	5.2	SE
29/Nov/84	18:00	0.50	5.3	SE
29/Nov/84	19:00	0.80	5.1	SE
29/Nov/84	20:00	0.60	5.2	SE
29/Nov/84	21:00	0.60	5.3	SE
29/Nov/84	22:00	0.50	5.0	SE
29/Nov/84	23:00	0.50	5.1	SE
29/Nov/84	24:00	0.50	5.2	SE

TABLA I.3.1.1 (cont.)
MEDICION DE OLEAJE

OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA. H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
30/Nov/84	10:00	1.70	5.0	NE
30/Nov/84	11:00	0.60	6.8	NE
30/Nov/84	12:00	0.50	7.0	NE
30/Nov/84	13:00	0.50	7.4	NE
30/Nov/84	14:00	0.50	7.2	NE
30/Nov/84	15:00	0.50	7.0	NE
30/Nov/84	16:00	0.50	7.6	NE
30/Nov/84	17:00	0.50	7.8	NE
30/Nov/84	18:00	0.50	6.8	NE
30/Nov/84	19:00	0.50	6.2	NE
30/Nov/84	20:00	0.50	6.3	NE
30/Nov/84	21:00	0.50	6.4	NE
30/Nov/84	22:00	0.50	6.8	NE
30/Nov/84	23:00	0.50	6.8	NE
30/Nov/84	24:00	0.50	6.6	NE
30/Nov/84	1:00	0.50	6.2	NE
30/Nov/84	2:00	0.50	6.3	NE
30/Nov/84	3:00	0.50	6.8	NE
30/Nov/84	4:00	0.50	7.0	NE
30/Nov/84	5:00	0.50	7.6	NE
30/Nov/84	6:00	0.50	7.8	NE
30/Nov/84	7:00	0.50	6.8	NE
1/Dic/84	11:00	0.60	8.2	NE
2/Dic/84	14:00	0.80	5.2	NE
3/Dic/84	13:00	0.50	5.2	SE

-196-

TABLA I.3.1.1 (cont.)
MEDICION DE OLEAJE

OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
4/Dic/84	11:00	0.50	6.6	NE
4/Dic/84	12:00	0.50	6.6	NE
4/Dic/84	13:00	0.50	6.8	NE
4/Dic/84	14:00	0.50	6.0	NE
4/Dic/84	15:00	0.50	6.8	NE
4/Dic/84	16:00	0.50	5.8	NE
4/Dic/84	17:00	0.50	5.2	NE
4/Dic/84	18:00	0.50	5.0	NE
4/Dic/84	19:00	0.50	6.8	NE
4/Dic/84	20:00	0.50	6.6	NE
4/Dic/84	21:00	0.60	6.8	NE
4/Dic/84	22:00	0.80	6.6	NE
4/Dic/84	23:00	1.10	6.0	NE
4/Dic/84	24:00	1.20	6.2	NE
4/Dic/84	1:00	0.50	6.3	NE
4/Dic/84	2:00	0.60	6.4	NE
4/Dic/84	3:00	2.70	6.6	NE
4/Dic/84	4:00	3.20	8.2	NE
4/Dic/84	5:00	3.50	8.0	NE
4/Dic/84	6:00	3.50	8.6	NE
4/Dic/84	7:00	2.60	8.8	NE
5/Dic/84	9:00	0.50	7.8	NE
5/Dic/84	10:00	0.80	7.5	NE
5/Dic/84	11:00	1.0	7.8	NE
5/Dic/84	12:00	2.60	7.7	NE
5/Dic/84	13:00	1.0	7.5	NE
5/Dic/84	14:00	0.80	7.0	NE

- 197 -
 TABLA I.3.1:1 (cont.)
 MEDICION DE OLEAJE

OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
5/Dic/84	15:00	0.90	7.6	NE
5/Dic/84	16:00	1.80	7.8	NE
5/Dic/84	17:00	1.10	7.3	NE
5/Dic/84	18:00	0.50	7.0	NE
5/Dic/84	19:00	0.50	7.4	NE
5/Dic/84	20:00	0.50	7.8	NE
5/Dic/84	21:00	0.50	7.8	NE
5/Dic/84	22:00	0.50	7.5	NE
5/Dic/84	23:00	0.50	7.8	NE
5/Dic/84	24:00	0.50	7.6	NE
5/Dic/84	1:00	0.50	7.6	NE
5/Dic/84	2:00	0.50	7.8	NE
5/Dic/84	3:00	0.50	7.6	NE
5/Dic/84	4:00	0.50	6.8	NE
5/Dic/84	5:00	0.50	6.6	NE
5/Dic/84	6:00	0.50	6.4	NE
5/Dic/84	7:00	0.50	6.8	NE
6/Dic/84	10:00	2.50	8.8	NE
6/Dic/84	11:00	3.80	8.6	NE
6/Dic/84	12:00	4.40	8.0	NE
6/Dic/84	13:00	4.40	8.2	NE
6/Dic/84	14:00	4.40	8.0	NE
6/Dic/84	15:00	3.00	8.0	NE
6/Dic/84	16:00	2.30	8.5	NE
6/Dic/84	17:00	1.70	8.8	NE
6/Dic/84	18:00	0.50	8.6	NE
6/Dic/84	19:00	0.50	8.6	NE

TABLA I.3.1.1 (cont.)
 MEDICION DE OLEAJE
 OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
6/Dic/84	20:00	0.50	8.4	NE
6/Dic/84	21:00	0.50	8.2	NE
6/Dic/84	22:00	0.50	9.1	NE
6/Dic/84	23:00	0.50	8.0	NE
6/Dic/84	24:00	0.60	8.6	NE
6/Dic/84	1:00	0.60	8.4	NE
6/Dic/84	2:00	0.60	8.2	NE
6/Dic/84	3:00	0.60	8.6	NE
6/Dic/84	4:00	0.60	8.2	NE
6/Dic/84	5:00	0.60	8.3	NE
6/Dic/84	6:00	0.60	8.0	NE
6/Dic/84	7:00	0.50	8.9	NE
7/Dic/84	9:00	0.50	8.0	NE
7/Dic/84	10:00	0.50	8.6	NE
7/Dic/84	11:00	0.50	8.8	NE
7/Dic/84	12:00	0.50	9.3	NE
7/Dic/84	13:00	0.50	8.0	NE
7/Dic/84	14:00	0.50	8.4	NE
7/Dic/84	15:00	0.50	8.3	NE
7/Dic/84	16:00	0.50	7.8	NE
7/Dic/84	17:00	0.50	7.6	NE
7/Dic/84	18:00	0.50	7.8	NE
7/Dic/84	19:00	0.50	8.0	NE
7/Dic/84	20:00	0.50	8.6	NE
7/Dic/84	21:00	0.50	8.4	NE
7/Dic/84	22:00	0.50	8.2	NE
7/Dic/84	23:00	0.50	8.1	NE

TABLA I.3.1.1 (cont.)
 MEDICION DE OLEAJE
 OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
7/Dic/84	24:00	0.50	8.6	NE
7/Dic/84	1:00	0.50	8.4	NE
7/Dic/84	2:00	0.50	8.2	NE
7/Dic/84	3:00	0.50	8.6	SE
7/Dic/84	4:00	0.50	8.8	SE
7/Dic/84	5:00	0.50	8.6	SE
7/Dic/84	6:00	0.50	8.0	SE
7/Dic/84	7:00	0.50	8.9	SE
8/Dic/84	9:00	0.50	8.6	SE
8/Dic/84	10:00	0.50	8.8	SE
8/Dic/84	11:00	0.50	8.0	SE
8/Dic/84	12:00	0.50	8.3	SE*
8/Dic/84	13:00	0.50	8.2	SE
8/Dic/84	14:00	0.50	8.0	SE
8/Dic/84	15:00	0.50	7.6	SE
8/Dic/84	16:00	0.50	7.8	SE
8/Dic/84	17:00	0.50	7.6	SE
8/Dic/84	18:00	0.50	8.0	SE
8/Dic/84	19:00	0.50	8.6	SE
8/Dic/84	20:00	0.50	8.3	SE
8/Dic/84	21:00	0.50	8.2	SE
8/Dic/84	22:00	0.50	8.4	SE
8/Dic/84	23:00	0.50	8.2	SE
8/Dic/84	24:00	0.50	8.0	SE
8/Dic/84	1:00	0.50	8.4	SE
8/Dic/84	2:00	0.50	8.2	SE
8/Dic/84	3:00	0.50	8.0	SE

TABLA I.3.1.1 (cont.)
 MEDICION DE OLEAJE
 OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
8/Dic/84	4:00	0.50	8.2	SE
8/Dic/84	5:00	0.50	8.4	SE
8/Dic/84	6:00	0.50	8.2	SE
8/Dic/84	7:00	0.50	8.0	SE
9/Dic/84	9:00	2.80	8.0	SE
9/Dic/84	10:00	2.80	7.6	SE
9/Dic/84	11:00	2.80	7.0	SE
9/Dic/84	12:00	2.80	6.6	SE
9/Dic/84	13:00	2.80	6.0	SE
9/Dic/84	14:00	2.80	6.8	SE
9/Dic/84	15:00	2.80	6.8	SE
9/Dic/84	16:00	2.80	6.6	SE
9/Dic/84	17:00	2.80	6.0	SE
10/Dic/84	9:00	3.20	6.6	SE
10/Dic/84	10:00	3.20	7.0	SE
10/Dic/84	11:00	3.20	7.6	SE
10/Dic/84	12:00	3.20	7.8	SE
10/Dic/84	13:00	3.20	7.0	SE
10/Dic/84	14:00	3.20	6.8	SE
10/Dic/84	15:00	3.20	7.0	SE
10/Dic/84	16:00	3.20	7.6	SE
10/Dic/84	17:00	3.20	7.8	SE
11/Dic/84	9:00	2.50	7.0	SE
11/Dic/84	10:00	2.50	9.0	SE
11/Dic/84	11:00	2.50	9.6	SE

TABLA I.3.1.1 (cont.)
 MEDICION DE OLEAJE
 OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA \pm 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
11/Dic/84	12:00	2.50	8.0	SE
11/Dic/84	13:00	2.50	8.3	SE
11/Dic/84	14:00	2.50	7.6	SE
11/Dic/84	15:00	2.50	7.8	SE
11/Dic/84	16:00	2.50	8.0	SE
11/Dic/84	17:00	2.50	8.6	SE
12/Dic/84	9:00	2.50	6.0	SE
12/Dic/84	10:00	2.50	6.8	SE
12/Dic/84	11:00	2.50	6.6	SE
12/Dic/84	12:00	2.50	6.0	SE
12/Dic/84	13:00	2.50	5.6	SE
12/Dic/84	14:00	2.50	6.0	SE
12/Dic/84	15:00	2.50	6.0	SE
12/Dic/84	16:00	2.50	5.8	SE
12/Dic/84	17:00	2.50	5.6	SE
13/Dic/84	10:00	2.7	5.6	SE
13/Dic/84	11:00	2.2	5.0	SE
13/Dic/84	12:00	2.3	5.8	SE
13/Dic/84	13:00	3.2	5.8	SE
13/Dic/84	14:00	3.4	5.6	SE
13/Dic/84	15:00	3.4	5.0	SE
13/Dic/84	16:00	3.6	5.4	SE
13/Dic/84	17:00	3.4	5.3	SE
14/Dic/84	9:00	0.80	7.6	SE
14/Dic/84	10:00	1.40	7.8	SE

TABLA I.3.1.1 (cont.)
MEDICION DE OLEAJE

OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
14/Dic/84	11:00	4.0	7.0	SE
14/Dic/84	12:00	3.0	7.6	SE
14/Dic/84	13:00	3.50	7.8	SE
14/Dic/84	14:00	3.0	7.6	SE
14/Dic/84	15:00	2.30	7.3	SE
14/Dic/84	16:00	3.50	7.4	SE
14/Dic/84	17:00	4.0	7.6	SE
15/Dic/84	10:00	0.80	9.0	SE
15/Dic/84	11:00	1.30	9.4	SE
15/Dic/84	12:00	1.0	9.0	SE
15/Dic/84	13:00	1.70	9.8	SE
15/Dic/84	14:00	1.50	8.8	SE
15/Dic/84	15:00	2.50	8.6	SE
15/Dic/84	16:30	2.80	9.0	SE
16/Dic/84	10:30	0.50	5.0	SE
16/Dic/84	11:00	0.50	5.1	SE
16/Dic/84	12:00	0.50	5.2	SE
16/Dic/84	13:00	0.50	5.3	SE
16/Dic/84	14:00	0.60	5.4	SE
16/Dic/84	15:00	0.60	5.0	SE
16/Dic/84	16:00	0.50	5.6	SE
16/Dic/84	17:00	0.50	5.8	SE
17/Dic/84	9:00	0.50	8.9	SE
17/Dic/84	10:00	0.60	9.6	SE
17/Dic/84	11:00	0.50	8.0	SE

- 203 -
 TABLA I.3.1.1 (cont.)

MEDICION DE OLEAJE

OLOMETRO

FECHA	HORA	ALTURA DE LA OLA H 1/10 (m)	PERIODO DE OLEAJE (seg)	DIRECCION DE OLEAJE
17/Dic/84	12:00	0.50	8.9	SE
17/Dic/84	13:00	0.50	8.6	SE
17/Dic/84	14:00	0.50	8.4	SE
17/Dic/84	15:00	0.50	8.0	SE
17/Dic/84	16:00	0.50	8.8	SE
17/Dic/84	17:00	0.50	8.6	SE
18/Dic/84	10:15	1.0	8.6	SE
18/Dic/84	11:15	0.60	8.8	SE
18/Dic/84	12:15	0.60	8.6	SE
18/Dic/84	13:15	0.50	7.7	SE
18/Dic/84	14:15	0.50	8.0	SE
18/Dic/84	15:15	0.50	8.6	SE
18/Dic/84	16:15	0.50	8.8	SE
18/Dic/84	17:15	0.50	8.6	SE
18/Dic/84	18:15	0.50	8.8	SE
18/Dic/84	19:15	0.50	8.6	SE
18/Dic/84	20:15	0.50	9.0	SE
18/Dic/84	21:15	0.50	8.9	SE
18/Dic/84	22:15	0.50	8.0	SE
18/Dic/84	23:15	0.50	7.9	SE
18/Dic/84	24:15	0.50	8.0	SE
18/Dic/84	1:15	0.50	8.6	SE
18/Dic/84	2:15	0.50	8.8	SE
18/Dic/84	3:15	0.50	8.0	SE
18/Dic/84	4:15	0.50	8.4	SE
18/Dic/84	5:15	0.50	8.6	SE

TABLA I.3.2.1

MEDICION DE VIENTOS

Equipo: Anemografo Rossbach R15-20

Veleta.

Localización: Sobre dunas de playa norte.

Nov. 21 HORA	DIRECCION (RUMBO)	VEL. PROM. (m/SEG.)	Nov. 25 HORA	DIRECCION (RUMBO)	VEL. PROM. (m/SEG.)
14:00	NE 30°	-	8:00	NE 5°	-
15:00	NE 25°	7.78	9:00	NE 40°	1.74
16:00	NE 30°	7.34	10:00	NE 45°	2.63
17:00	NE 25°	6.55	11:00	NE 50°	3.00
18:00	NE 20°	6.23	12:00	SE 5°	1.79
			13:00	SE 55°	0.28
Nov. 22			14:00	SE 5°	1.96
8:00	NE 30°	-	15:00	SE 10°	2.39
9:00	NE 20°	5.56	16:00	SE 30°	2.52
10:00	NE 20°	5.85	17:00	SE	2.86
11:00	NE FRANCO	5.86			
12:00	NE FRANCO	6.2b	Nov. 26		
13:00	NE 5°	6.22	8:00	SE 60°	-
14:00	NE 5°	6.27	9:00	SE 80°	5.49
15:00	NE FRANCO	6.39	10:00	SE 80°	5.56
16:00	-	6.39	11:00	SE 85°	4.94
			12:00	S FRANCO	2.52
Nov. 23			13:00	SE 80°	4.61
9:00	NE 15°	-	14:00	SE 85°	3.81
10:00	NE 15°	3.33	15:00	S FRANCO	3.02
11:00	E FRANCO	4.62	16:00	SE 45°	2.74
12:00	E FRANCO	4.87	17:00	SE 45°	2.86
13:00	SE 15°	5.26			
14:00	SE 10°	5.11	Nov. 27		
15:00	SE 15°	5.71	9:00	NE 35°	-
16:00	SE 10°	5.22	10:00	NE 30°	7.22
17:00	E FRANCO	5.83	11:00	NE 30°	7.39
			12:00	NE 35°	1.46
Nov. 24			13:00	NE 10°	0.00
8:00	SE 45°	-	14:00	NE 5°	0.00
9:00	SE 40°	7.84	15:00	NE 5°	0.00
10:00	SE 45°	9.44	16:00	NE 10°	0.73
11:00	SE 55°	7.06	17:00	NE 10°	4.48
12:00	SE 45°	0.06	18:00	NE	2.41
13:00	SE 50°	0.00	19:00	NE	0.83
14:00	SE 55°	2.46	20:00	NE	1.00
15:00	SE 55°	0.06	21:00	NE	1.51
16:00	SE 45°	0.00	22:00	NE	0.22
17:00	SE 40°	0.00	23:00	NE	2.52

TABLA I.3.2.1 (CONTINUACION).

Nov. 27 HORA	DIRECCION (RUMBO)	VEL. PROM. (m/SEG.)	Nov. 29 HORA	DIRECCION (RUMBO)	VEL. PROM. (m/SEG.)
Nov. 27	(CONTINUACION)		Nov. 29	(CONTINUACION)	
24:00	NE	3.25	20:00	SE	3.03
1:00	NE	1.85	21:00	SE	3.06
2:00	NE	2.18	22:00	SE	2.36
3:00	NE	2.30	23:00	SE	1.81
4:00	NE	1.18	24:00	SE	1.22
5:00	NE	1.67	1:00	SE	
6:00	NE	1.62	2:00	SE	
7:00	NE	1.11	3:00	SE	
8:00	NE		4:00	SE	
Nov. 28			Nov. 30		
8:00	NE 20°	-	8:00	NE 20°	-
9:00	NE 25°	2.55	9:00	NE 30°	
10:00	N FRANCO	0.95	10:00	NE 30°	0.78
11:00	NE 10°	0.17	11:00	NE 45°	3.14
12:00	NE 65°	0.00	12:00	NE 50°	0.94
13:00	E FRANCO	0.00	13:00	NE 30°	0.22
14:00	SE 85°	0.11	14:00	NE 15°	0.03
15:00	SE 80°	0.11	15:00	NE 80°	0.50
16:00	SE 65°	0.06	16:00	NE 60°	0.08
17:00	SE 45°	0.42	17:00	NE 40°	0.34
18:00	SE	-	18:00	NE	0.00
19:00	SE	2.22	19:00	NE	1.78
20:00	SE	1.94	20:00	NE	1.11
21:00	SE	1.39	21:00	NE	2.00
22:00	SE	2.02	22:00	NE	2.72
23:00	SE	1.51	23:00	NE	2.24
24:00	SE	1.85	24:00	NE	1.18
01:00	SE	2.22	01:00	NE	1.57
02:00	SE	2.22	02:00	NE	0.67
03:00	SE	1.81	03:00	NE	0.56
04:00	SE	1.53	04:00	NE	0.22
05:00	SE	1.11	05:00	NE	0.50
06:00	SE	1.11	06:00	NE	1.40
07:00	SE	0.83	07:00	NE	1.96
Nov. 29			Dic. 1		
8:00	SE FRANCO	-	8:00	NE 45°	Vientos
9:00	SE 70°	-	9:00	NE 45°	entre -
10:00	SE 30°	-	10:00	NE 70°	5.00 y
11:00	SE FRANCO	0.70	11:00	NE 60°	7:49 -
12:00	SE 5°	2.74	12:00	NE 45°	m/seg.
13:00	S FRANCO	2.13	13:00	SE 60°	todo el
14:00	SE 15°	2.80	14:00	SE 80°	dia.
15:00	SE 20°	5.16	15:00	SE 65°	
16:00	SE 5°	5.28	16:00	SE 65°	
17:00	SE 5°	5.28	17:00	SE 65°	
18:00	SE	-			
19:00	SE	3.33			

TABLA I.3.3.1

MEDICION DEL TRANSPORTE EOLICO

FECHA	HORA	TRAMPA 1 (m ³)	TRAMPA 2 (m ³)
22/NOV	9:00-10:00	1.19 x 10 ⁻³	5.28 x 10 ⁻⁴
22/NOV	10:00-11:00	2.64 x 10 ⁻³	2.60 x 10 ⁻³
22/NOV	11:00-12:00	7.89 x 10 ⁻³	9.63 x 10 ⁻³
22/NOV	13:00-14:00	4.80 x 10 ⁻³	9.80 x 10 ⁻³
22/NOV	15:00-16:00	1.16 x 10 ⁻²	1.62 x 10 ⁻²
23/NOV	13:00-14:00	6.00 x 10 ⁻⁴	7.55 x 10 ⁻³
23/NOV	14:00-15:00	1.51 x 10 ⁻³	4.63 x 10 ⁻³
23/NOV	15:00-16:00	7.50 x 10 ⁻⁴	4.37 x 10 ⁻³
23/NOV	16:00-17:00	4.32 x 10 ⁻³	2.19 x 10 ⁻³
25/NOV	10:00-11:00	1.98 x 10 ⁻⁴	0.00
26/NOV	9:00-10:00	1.92 x 10 ⁻³	8.40 x 10 ⁻⁴
26/NOV	10:00-11:00	5.04 x 10 ⁻³	9.60 x 10 ⁻⁴
26/NOV	12:00-13:00	1.08 x 10 ⁻³	7.60 x 10 ⁻⁴
28/NOV	8:00- 9:00	1.95 x 10 ⁻⁵	8.40 x 10 ⁻⁵
29/NOV	14:00-15:00	1.11 x 10 ⁻²	4.08 x 10 ⁻⁴
30/NOV	10:00-11:00	1.95 x 10 ⁻⁴	1.70 x 10 ⁻⁴
30/NOV	15:00-16:00	0.00	1.44 x 10 ⁻⁴

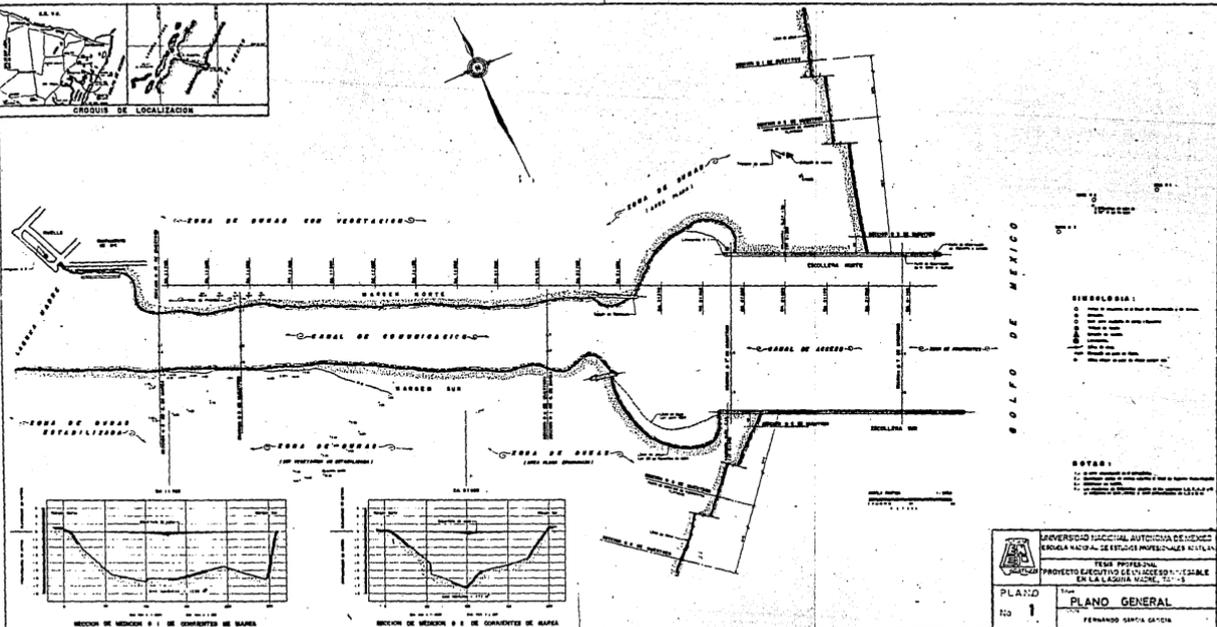
ESTIMACION DEL VOLUMEN DE AZOLVE EN EL CANAL DE ACCESO.

FECHA	SECCION	AREA HIDRAU- LICA. m ²	A m ²	d/2 m	VOL. HIDRAULICO m ³	VOL. DE AZOLVE m ³
24 y 25 noviembre	1	452	—	—	—	—
	2	711	1163	85	98,855	—
	3	570	1281	85	<u>108,885</u> 207,740	—
6 Dic.	1	581	—	—	—	—
	1'	592	1173	42.5	49,852	—
	2	609	1201	42.5	51,042	—
	2'	514	1123	42.5	47,727	—
	3	403	917	42.5	<u>38,972</u> 187,593	20,147
12 Dic.	1	507	—	—	—	—
	1'	467	974	42.5	41,395	—
	2	585	1052	42.5	44,710	—
	2'	513	1098	42.5	46,665	—
	3	525	1038	42.5	<u>44,115</u> 176,885	10,708
18 Dic.	1	425	—	—	—	—
	2	383	808	85	68,680	—
	3	339	722	85	<u>61,370</u> 130,050	46,835
					TOTAL	77,690

TABLA I. 4.1

PLANOS DEL PROYECTO

- 1.- Plano General.
- 2.- Batimetría en el acceso - 24 y 25 de Nov.
- 3.- Batimetría en el acceso - 6 de Dic.
- 4.- Batimetría en el acceso - 12 de Dic.
- 5.- Batimetría en el acceso - 18 de Dic.
- 6.- Diagrama de mareas y de velocidades en el canal-Marea -
Viva 0-1.
- 7.- Diagrama de mareas y de velocidades en el canal-Marea -
Viva 1-2.
- 8.- Diagrama de mareas y de velocidades en el canal-Marea -
Media 0-1.
- 9.- Proyecto de las obras de protección - Alternativa 1.
- 10.- Proyecto de las obras de protección - Alternativa 2.
- 11.- Proyecto de las obras de protección - Alternativa 4.



NOTAS:

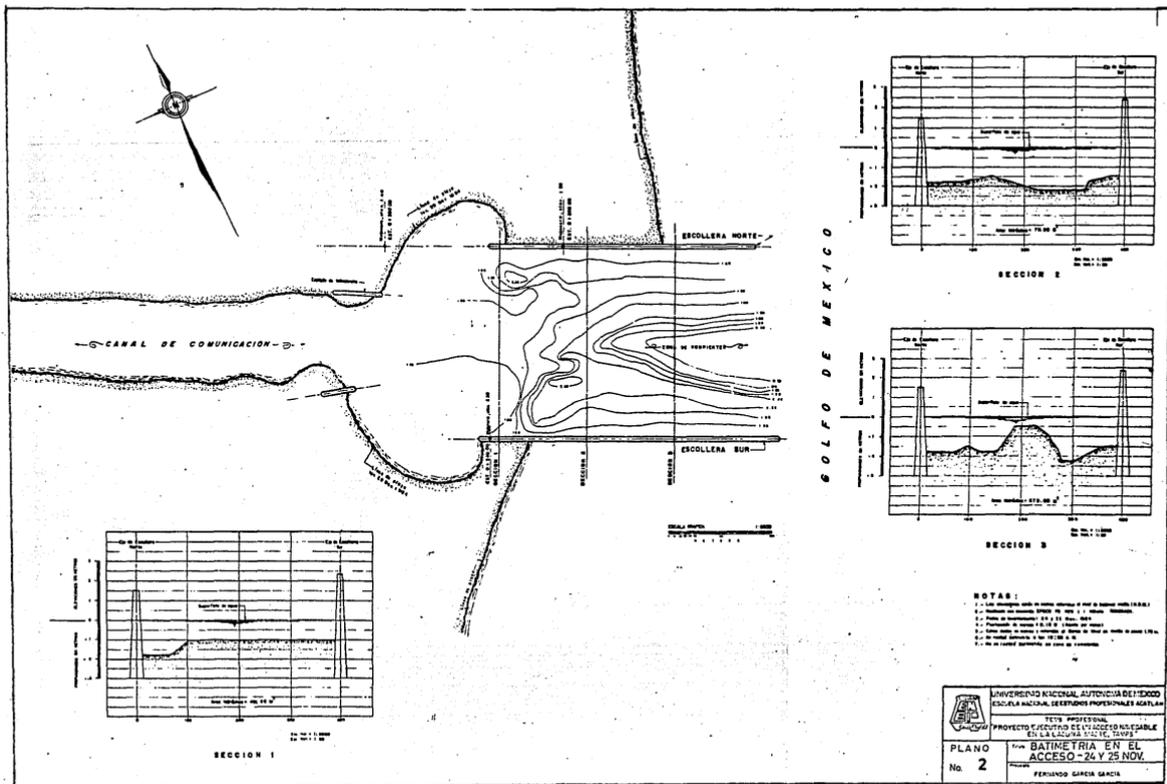
SIMBOLOGIA:

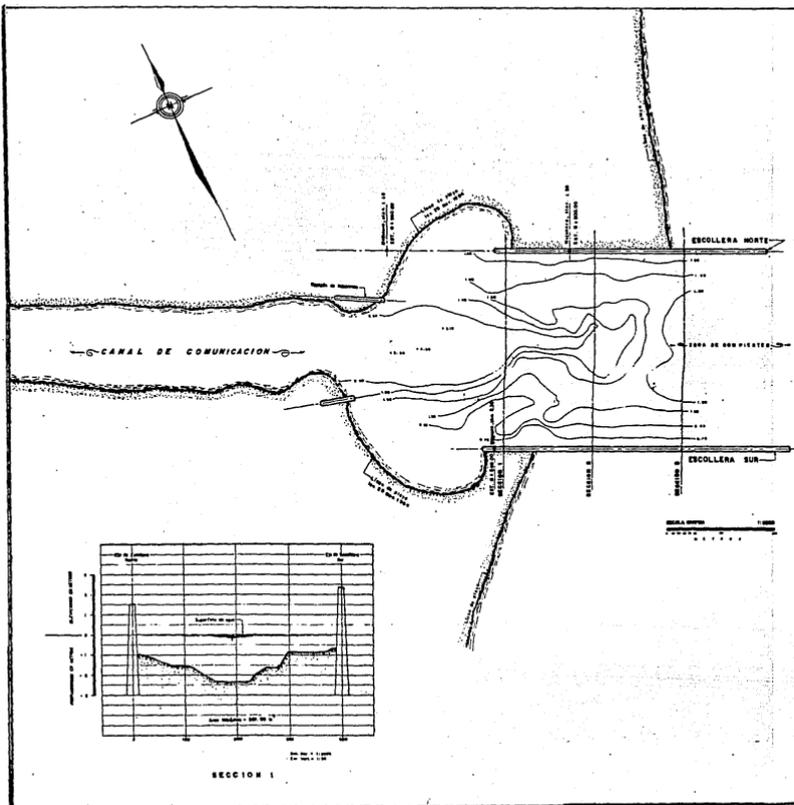
NOTAS:



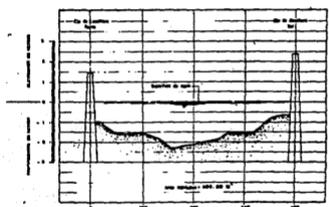
UNIVERSIDAD INGENIERIA AUTONOMA DE MEXICO
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA PROFESIONALES NUCLEON
 TERCER PERIODO DEL
 PROYECTO EJECUTIVO DE UN ACCESO AL ESTERIL
 EN LA LAGUNA NUCLEON, TOLUCA

PLANO No. 1
 PLANO GENERAL
 FERNANDO SANTA GARCIA

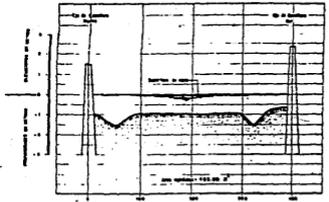




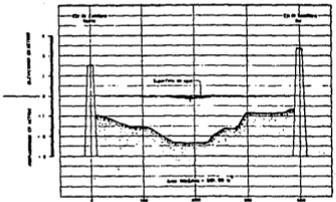
GOLFO DE MEXICO



SECCION 2



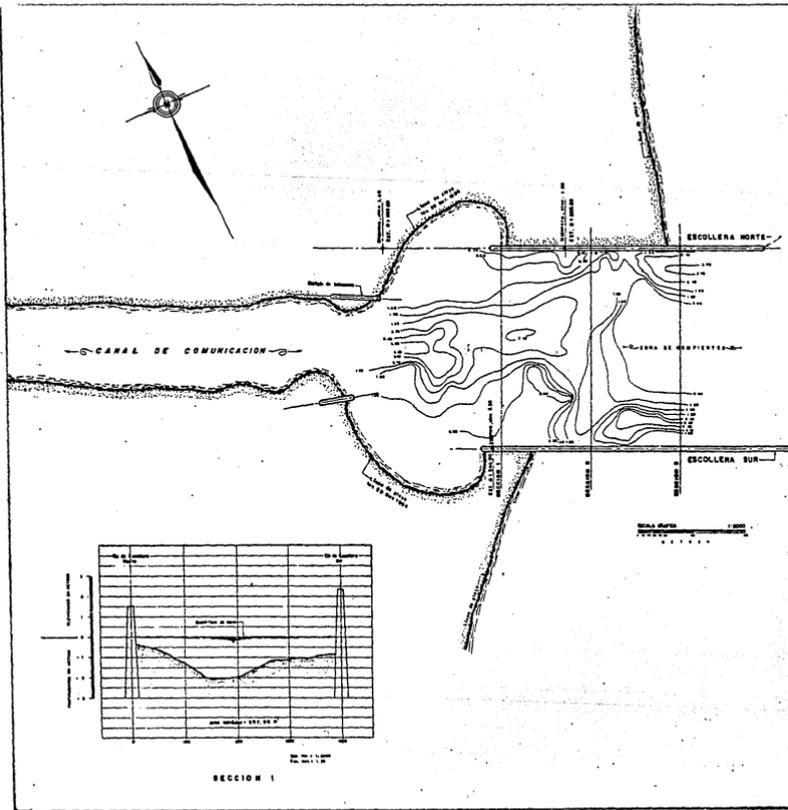
SECCION 3



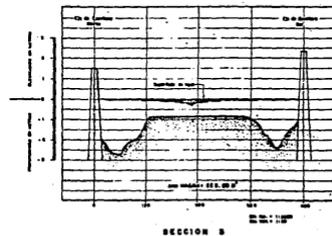
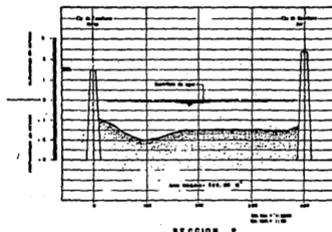
SECCION 1

- NOTAS:
1. Las alturas son en metros respecto al nivel de mar medio (N.M.M.).
 2. El fondo es de arena gruesa de 0.50 a 1.00 metros de espesor.
 3. El tipo de suelo es de tipo "B" de acuerdo al S.M.S.
 4. El tipo de suelo es de tipo "B" de acuerdo al S.M.S.
 5. El tipo de suelo es de tipo "B" de acuerdo al S.M.S.
 6. El tipo de suelo es de tipo "B" de acuerdo al S.M.S.
 7. El tipo de suelo es de tipo "B" de acuerdo al S.M.S.

 COMANDO EN JEFE FUERZA ARMADA MEXICANA	
INSTITUCION NACIONAL AUTONOMA DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS CIENTIFICOS Y TECNOLÓGICOS AVANZADOS	
TEXAS PROFESIONALES	
PROYECTO DE ACCESO A LA ZONA DE EMPUJONES EN LA LAGUNA "CALLE TRAY"	
PLANO No 3	TITULO BATIMETRIA EN EL ACCESO A LA ZONA DE EMPUJONES
ELABORADO POR FERNANDO OLIVERA GARCIA	

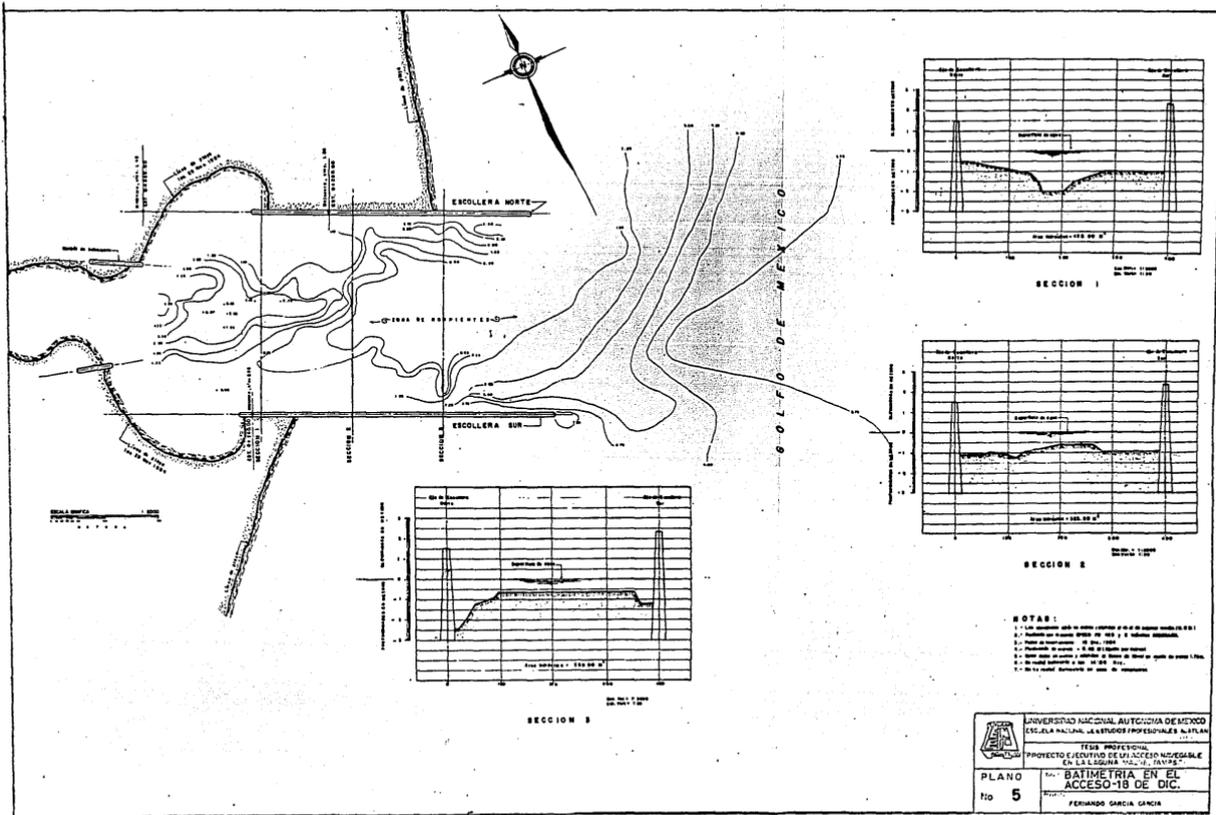


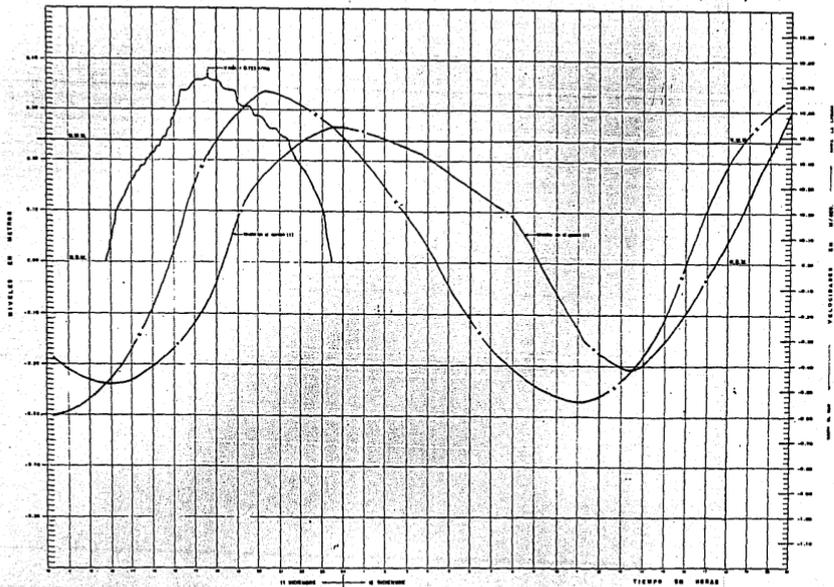
BOLFO DE MEXICO



- NOTAS:**
- 1.- Los elevaciones están en metros sobre el nivel del mar, según el datum de 1929.
 - 2.- La escala es de 1:5000.
 - 3.- El plano es un croquis.
 - 4.- El plano es un croquis.
 - 5.- El plano es un croquis.
 - 6.- El plano es un croquis.
 - 7.- El plano es un croquis.

	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
	INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA
PLANO	PROYECTO DE BATERÍA EN EL ACCESO-12 DE DIC
Hoja 4	FERRASO GARCÍA GARCÍA





SIMBOLOGIA:

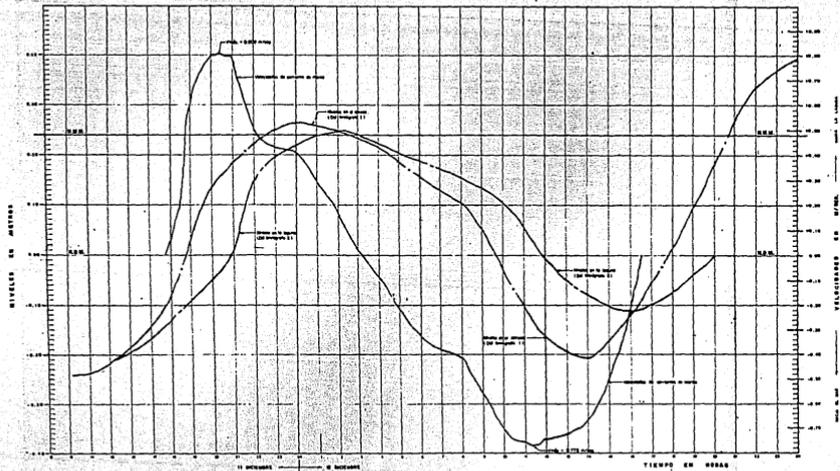
- Niveles
- - - - - Velocidad
- Velocidad

Fecha de trabajo en Puerto : 10 de Julio 1952

NOTAS:

Diagrama de niveles obtenidos en el Puerto de San Juan, Puerto Rico, en el mes de Julio de 1952. El agua muestra un nivel de mareas de 1.0 m. El agua muestra un nivel de mareas de 1.0 m. El agua muestra un nivel de mareas de 1.0 m.

	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE PUERTO RICO
	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACUÁTICOS
TESIS PROFESIONAL	
PROYECTO DE ESTUDIO DEL MOVIMIENTO VIBRATORIO EN LA LAGUNA TOZOME, P.R.	
PLANO	del Diagrama de Niveles y Velocidades - Puerto Rico - 0-1
No 6	FERNANDO GARCIA GARCIA



SIMBOLOGIA:

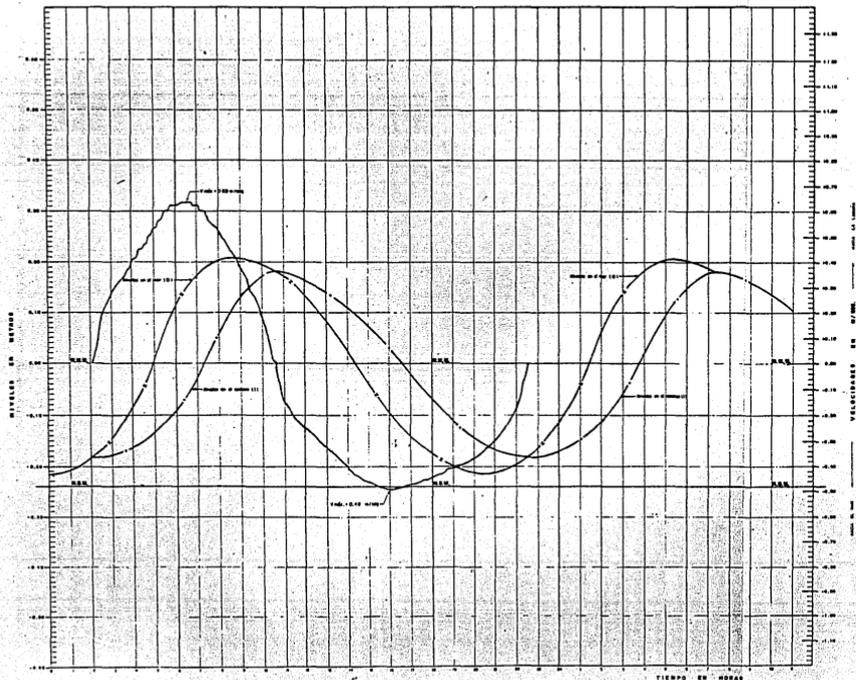
- Nivel de agua en el canal
- Nivel de agua en el canal (con compuerta)
- Nivel de agua en el canal (sin compuerta)
- Nivel de agua en el canal (con compuerta y compuerta)

Nivel de agua en el canal: 1.00 m
 Nivel de agua en el canal: 0.80 m

NOTAS:

Este diagrama muestra el nivel de agua en el canal durante el día.
 La compuerta se abre a las 10:00 y se cierra a las 18:00.
 El nivel de agua en el canal se mide en el punto de observación.
 El nivel de agua en el canal se mide en el punto de observación.
 El nivel de agua en el canal se mide en el punto de observación.

	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES MEXICALTÁN
	TESIS PROFESIONAL PROYECTO EJECUTIVO DEL TRAZADO DEFINITIVO DEL LAJÓN DE AGUA, T.M. 145
PLANO No. 7	del Diagrama de Mareas y Velocidades-Mareas Vno. 1-2
FERNANDO GARCÍA GARCÍA	



SIMBOLOGIA:

----- Marea (observada o calculada)
 - - - - - Corriente (observada o calculada)
 Marea + Corriente

----- Marea de Marea de Marea
 - - - - - Marea de Marea de Marea

NOTAS:

El presente gráfico muestra el estado de las mareas y corrientes en el momento de la observación o el momento de la publicación de este gráfico.
 La marea está en función de la hora del día y del día del mes.
 La corriente está en función de la hora del día y del día del mes.
 El presente gráfico es válido para el uso de los navegantes en el momento de la observación o el momento de la publicación de este gráfico.
 El presente gráfico es válido para el uso de los navegantes en el momento de la observación o el momento de la publicación de este gráfico.

	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉRIDA ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES MARITIMOS
	TERCER PROFESORADO PROYECTO SUCESIVO DE LA ACCIÓN INMEDIATA EN LA LAGUNA DE SAN JUAN
PLATO No 8	Diagrama de mareas y Velocidades - Marea Media 0-1 FERNANDO GARCÍA GARCÍA

