



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DEL CENTRO DE EDUCACION
CONTINUA

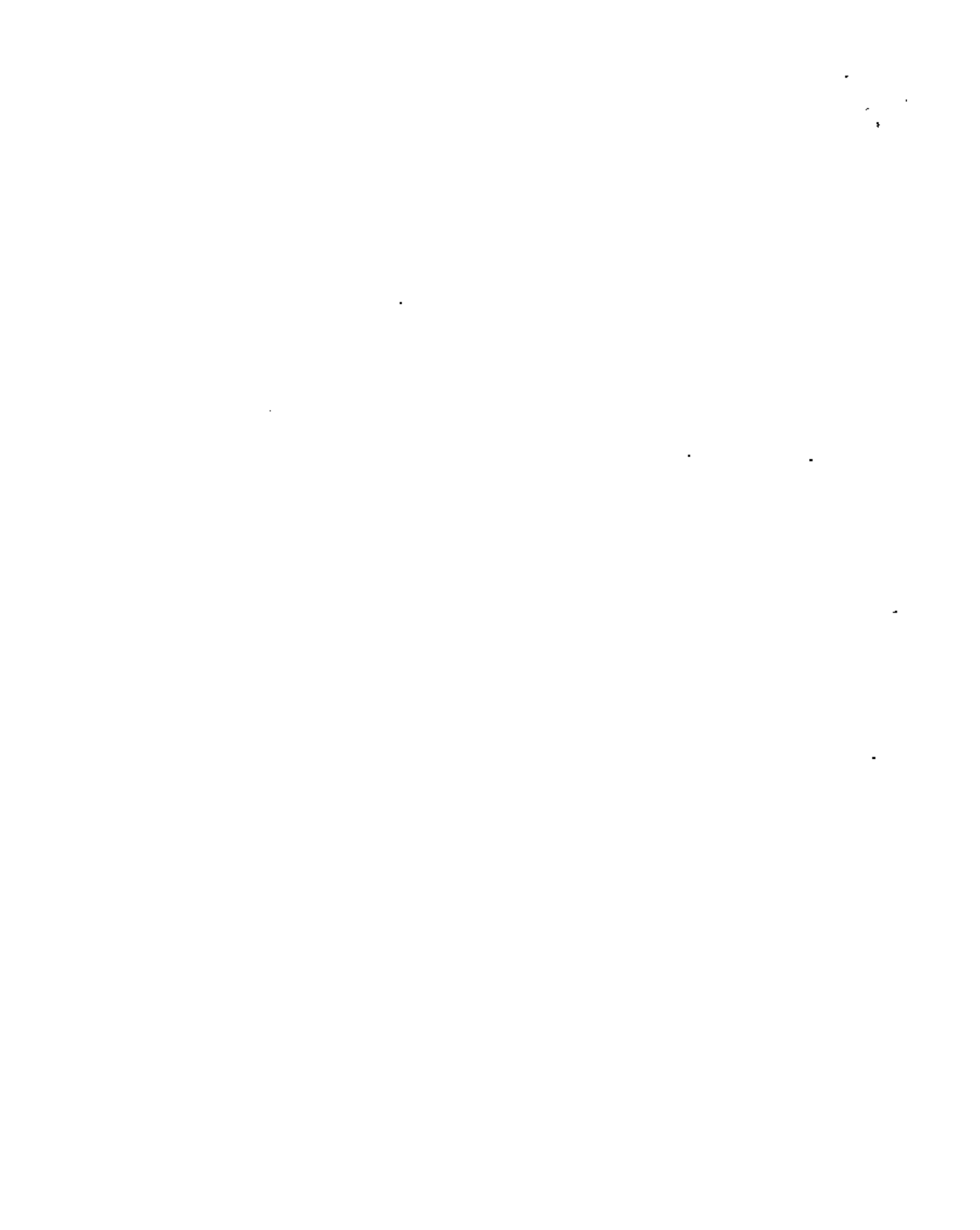
Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe del Centro de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en la constancia, deberán entregar copia del mismo o de su cédula a más tardar el SEGUNDO DIA de clases, en las oficinas del Centro con la señorita encargada de inscripciones.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona encargada de entregar las notas del curso. Las inasistencias serán computadas por las autoridades del Centro, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo del 80% de asistencia.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso. Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes, entregando el oficio respectivo.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, al final del curso se hará una evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes.



DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO

PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS 1979

ING. ROBERTO BUSTAMANTE AHUADA
Presidente
Consejo Técnico Consultivo de Obras Marítimas
S.C.T.
Insurgentes Sur 465-3°
México 7, D.F.
Tel.564.52.25

ING. MARIO RODRIGUEZ DE LA GALA VELAZQUEZ
Coordinador D
Especialidad Técnica
Superintendente Gral. de Dragado y Obras Portuarias
PEMEX
Marina Nal.329-2° Edificio B-1
México 17, D.F.
Tel.531.62.50

ING. LUIS HERREJON DE LA TORRE (Coordinador)
Administrador de Proyectos y Obras Portuarias
Gerencia de Proyectos y Construcción
PEMEX
Marina Nal.329 Edif. 1810-10°
México 17, D.F.
Tel. 531.63.63

ING. JULIO PINDTER VEGA
Jefe del Depto. Técnico
Dirección General de Operación Portuaria
S.C.T.
Eugenia No. 197-3°
México 12, D.F.
Tel.590.43.74

ING. MIGUEL ANGEL VERGARA
Jefe de Laboratorio de Ingeniería Hidráulica
Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura
IPN
Unidad Profesional Zacatenco
Edif. 1 Laboratorios Pesados
México 14, D.F.
Tel.586.54.70

PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Agosto 13	17 a 21 h	PLANEACION PORTUARIA	ING. ROBERTO BUSTAMANTE AHUMADA
" 14	17 a 21 h	DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO	ING. JULIO PINDTER VEGA
" 15	17 a 21 h	SERVICIOS E INSTALACIONES PORTUARIAS	ING. JULIO PINDTER VEGA
" 16	17 a 21 h	OBRAS DE PROTECCION Y ABRIGO	ING. MIGUEL ANGEL VERGARA
" 17	17 a 21 h	DRAGADO	ING. MARIO DE LA GALA
" 20	17 a 21 h	INFORMACION BASICA	ING. LUIS HERREJON DE LA TORRE
" 21	17 a 21 h	ESTRUCTURAS DE ATRAQUE	ING. LUIS HERREJON DE LA TORRE
" 22	17 a 21 h	ESTRUCTURAS ESPECIALES	ING. LUIS HERREJON DE LA TORRE
" 23	17 a 21 h	INSTALACIONES PETROLERAS	ING. MARIO DE LA GALA
" 24	17 a 21 h	INSTALACIONES ESPECIALIZADAS	ING. ROBERTO BUSTAMANTE AHUMADA



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

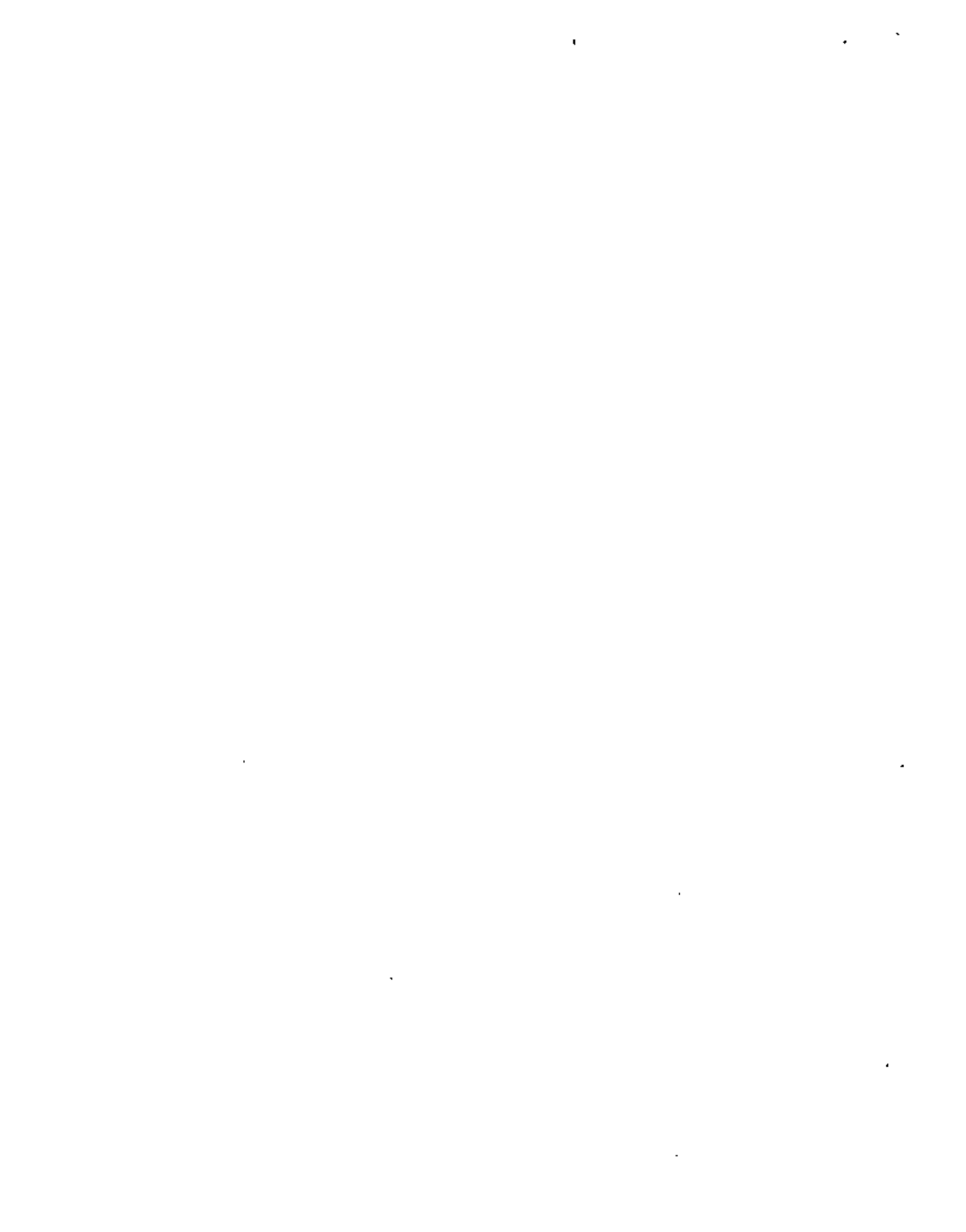
DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO

ING. JULIO PINDTER VEGA

AGOSTO, 1979.

I N D I C E .

GENERALIDADES	1
DETERMINACION DE LAS NECESIDADES PORTUARIAS	1
DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO	2
BARCOS DE CARGA GENERAL	4
BARCOS PARA CONTENEDORES	4
BUQUES TANQUES	4
BARCOS REFRIGERADOS	7
DIMENSIONES DE LA BOCA DE UN PUERTO	12
PROFUNDIDAD EN EL PUERTO	12
CANALES DE ACCESO Y DE NAVEGACION	15
DAZSENAS DE CLASIFICA	15
DAZSENAS DE OPERACION	18
BOZAS INTERIORES	21
INSTALACIONES PARA BARCOS DE CARGA GENERAL FRACCIONADA	23
INSTALACIONES PARA BARCOS PORTA CONTENEDORES	25
INSTALACIONES PARA BARCOS PARA MANEJO DE LIQUIDOS Y GRANULES	27
INSTALACIONES DE ALMACENAMIENTO A CUBIERTO	27
VIALIDAD	31
APENDICE (TABLAS)	35



PROYECTO DE OBRAS PORTUARIAS

1.- GENERALIDADES.

UNO DE LOS ASPECTOS COMPRENDIDOS EN LOS ESTUDIOS DE PLANEACION DE UN PUERTO, QUIZA EL MAS IMPORTANTE, ES LA DETERMINACION DE LAS NECESIDADES A LARGO PLAZO, TALES COMO: ASENTAMIENTOS HUMANOS, VIALIDAD, SERVICIOS GENERALES, TERRENOS DE RESERVA Y LA PROPIA ZONA PORTUARIA.

LOS FACTORES DETERMINANTES EN ESTOS ESTUDIOS SON: LAS CARACTERISTICAS COMERCIALES E INDUSTRIALES QUE SE ESPERA SE DESARROLLEN EN EL AREA, Y EN FORMA ESPECIAL LA EXTENSION Y NATURALEZA DE LA ZONA DE INFLUENCIA TERRESTRE Y MARITIMA, ASI COMO LA TENDENCIA QUE DEL DESARROLLO Y COMPOSICION DEL TRAFICO MARITIMO Y TERRESTRE.

LA INTERDEPENDENCIA DEL TRAFICO PORTUARIO Y EL DESARROLLO ECONOMICO DE LA ZONA DE INFLUENCIA ES UNA TESIS DEMOSTRADA, AL GRADO DE PODER AFIRMAR QUE UN PUERTO VALE LO QUE VALE SU ZONA DE INFLUENCIA.

LA SUPERFICIE TERRESTRE DEL PUERTO TIENE DOBLE OBJETO, UNO ESTRICTAMENTE PORTUARIO QUE COMPRENDE LAS ZONAS EN LAS CUALES SE DESARROLAN LAS OPERACIONES TRADICIONALES DE MANIPULACION DE LAS MERCANCIAS Y EL ESPACIO PARA LAS ACTIVIDADES COMPLEMENTARIAS, TALES COMO: EMPRESAS DE MANIOBRAS, AGENTES ADUANALIS, CONSIGNATARIOS DE LA CARGA, AGENTES DE BUQUES Y LAS AUTORIDADES LICADAS A LA OPERACION DEL PUERTO, Y OTRO QUE REUNE TODA LA ACTIVIDAD INDUSTRIAL Y COMERCIAL DEL PUERTO, ASI COMO LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS, PUDIENDO AFIRMAR QUE DE ACUERDO COMO SE PLANEE CADA UNO DE LOS ASPECTOS ANTES MENCIONADOS Y SU INTERRELACION, SE TENDRAN LOS RESULTADOS DE LA PLANEACION GENERAL DEL PUERTO.

2.- DETERMINACION DE LAS NECESIDADES PORTUARIAS.

PARA ESTIMAR LAS NECESIDADES PORTUARIAS, PODEMOS EMPLEAR, UN ES-

QUEMA FUNDAMENTAL DEL PUERTO, QUE NOS INTERRELACIONE LOS SIGUIENTES FACTORES:

TRANSPORTE
MARITIMO

OPERACION DE
TRANSBORDO

TRANSPORTE
TERRESTRE.

DE ACUERDO CON LA MISION DEL PUERTO, LOS FACTORES DEL ESQUEMA SON:
SEAN:

TRANSPORTE MARITIMO	OPERACION DE TRANSBORDO	TRANSPORTE TERRESTRE.
ZONAS MARITIMAS DE USO Y OPERACION.	INSTALACIONES DE ATRQUE Y INSTALACIONES TERRESTRES.	VIALIDAD

EN RESUMEN, LAS NECESIDADES PORTUARIAS A ESTUDIAR SON:

- A).- SUPERFICIES MARITIMAS
- B).- INSTALACIONES DE ATRQUE Y ZONAS DE OPERACION
- C).- SUPERFICIES TERRESTRES.

LAS AREAS DESTINADAS A CADA UNA DE LAS NECESIDADES PORTUARIAS - -
MENCIONADAS, DEBERAN FORMAR UN CONJUNTO ARMONICO, YA QUE EL PUERTO ES UNA - -
"ENTIDAD", Y SI UNA DE SUS PARTES NO GUARDA LA PROPORCION DEBIDA, SE FORMARA
UN "ESTRANGULAMIENTO" Y EL PUERTO TRABAJARIA DEFICIENTEMENTE, PRODUCIENDOSE
UN AUMENTO EN LOS COSTOS DE OPERACION, QUE REDUNDARIA EN UN AUMENTO DE LOS
COSTOS TERMINALES DEL TRANSPORTE DE MERCANCIAS.

PARA EL DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO, ENTRE OTROS ASPECTOS, DEBERA
TOMARSE EN CUENTA:

- 1).- DIMENSIONES Y TENDENCIAS EN TAMAÑO Y TIPO DE LOS BARCOS QUE ARRI
BARAN AL PUERTO.

- D).- DATOS METEOROLOGICOS DEL LUGAR, TALES COMO: REGIMEN DE VIENTOS, MAREAS, CORRIENTES MARINAS, LLUVIAS, ETC.
- C).- CARACTERISTICAS FISICAS DEL FONDO MARINO DENTRO Y EN LAS EMER--
SIONES DEL PUERTO.
- D).- CARACTERISTICAS DEL EQUIPO DE AYUDA A LA MANIOBRA DE FONDEO Y --
ATRIQUE DE EMBARCACIONES (REMOLCADORES).
- E).- SISTEMA DE TRANSPORTE TERRESTRE QUE SE EMPLEARA (CARRETERA, FE--
RROVIARIO, POR DUCTOS O FLUVIAL).
- F).- ZONIFICACION DEL AREA DE TIERRA PARA ALQUAR:
- A).- ZONA PORTUARIA.
 - B).- ZONA ADMINISTRATIVA
 - C).- ZONA COMERCIAL
 - D).- ZONA INDUSTRIAL
 - E).- ZONA HABITACIONAL.

A CONTINUACION VEREMOS CADA UNO DE LOS ASPECTOS ANTES ENUNCIADOS, DIMENSIONES Y TENDENCIAS EN TAMAÑO Y TIPO DE LOS BARCOS QUE ARRIBARAN AL --
PUERTO:

PARA EL DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO, EL DATO BASE MAS IMPORTANTE --
ES LA DETERMINACION DEL TAMAÑO DEL BARCO TIPO QUE SE CONSIDERARA PARA EL DI--
SEÑO DE LAS DIFERENTES AREAS DE AGUA Y SUS CORRESPONDIENTES AREAS TERRESTRES

EN TERMINOS GENERALES SE PUEDE CONSIDERAR QUE PARA EL TRANSPORTE --
DE MERCANCIAS CLASIFICADAS COMO DE "CARGA GENERAL" PARECE SER QUE SE HA AL--
CANZADO EL TIPO DE EMBARCACION OPTIMA EN CUANTO AL TAMAÑO, NO ASI EN LO RE--
FERENTE AL TRANSPORTE DE HIDROCARBUROS Y MINERALES, DONDE LAS EMBARCACIONES
TIENDEN A CRECER, POR LO QUE EL ESTADO ACTUAL DE ALGUNOS PUERTOS ES UNA LIMI--
TACION PARA EL USO DE EMBARCACIONES DE GRANDES DIMENSIONES. PARA ESTE TIPO
DE TRAFICO, SE ESTARA CONVIENTE PROPORCIONAR FONDADEROS E INSTALACIONES --
DE ATRIQUE Y AMARRA EN PUERTOS CONVIENTEMENTE ALEJADOS DE LA COSTA.

BARCOS DE CARGA GENERAL.

COMO YA SE MENCIONO, ESTE TIPO DE EMBARCACIONES NO REGISTRA UNA PREPONERADA TENDENCIA AL INCREMENTO, LO CUAL SE PUEDE OBSERVAR EN LA TABLA NO. 1, TOMADA DEL LIBRO DE ALONZO D. QUINN. PARA OBTENER LAS CARACTERISTICAS TALES COMO: TONELAJE DE REGISTRO BRUTO (T. B. R.), TONELAJE NETO -- (T. R. N.) DESPLAZAMIENTO (D), PESO MUERTO (P. M.), SE PUEDE OBSERVAR LA GRAFICA NO. 1. DE LA TABLA Y DE LA GRAFICA SE OBTIENE QUE EN TERMINOS GENERALES EL CALADO MAXIMO NO SOBREPASA LOS 10.66 MTS., MANGA DE 25.00 MTS., Y QUE LA ESTORA ES DEL ORDEN DE LOS 160.00 MTS.

BARCOS PORTA CONTENEDORES.

ESTUDIOS DESARROLLADOS POR LA COMISION DEL TRANSPORTE MARITIMO -- DE LA JUNTA DE COMERCIO Y DESARROLLO DE LAS NACIONES UNIDAS, CONCLUYEN -- QUE LAS CARACTERISTICAS DE ESTE TIPO DE BARCO SON LAS QUE SE MUESTRAN A --
CONTINUACION:

	CAPACIDAD DE CONTENEDORES DE 20 PIES O SU EQUIVALEN CIA.	T.P.M.	ESTORA TOTAL (M)	MANGA TOTAL (M)	CALADO (M)
BUQUES PORTA CONTENEDORES DE PRIMERA - GENERACION	700-1000	11000	170	25	8.0
BUQUES PORTA CONTENEDORES DE SEGUNDA - GENERACION	1500	30000	225	29	11.5
BUQUES PORTA CONTENEDORES DE TERCERA - GENERACION	2500-3000	40000	275	32	12.5

BUQUES TANQUES.

LA FLEETA DE BUQUES TANQUES DE PETROLEOS MEXICANOS TIENEN LAS ---

TABLE 3.3 Characteristics of General Cargo Ships

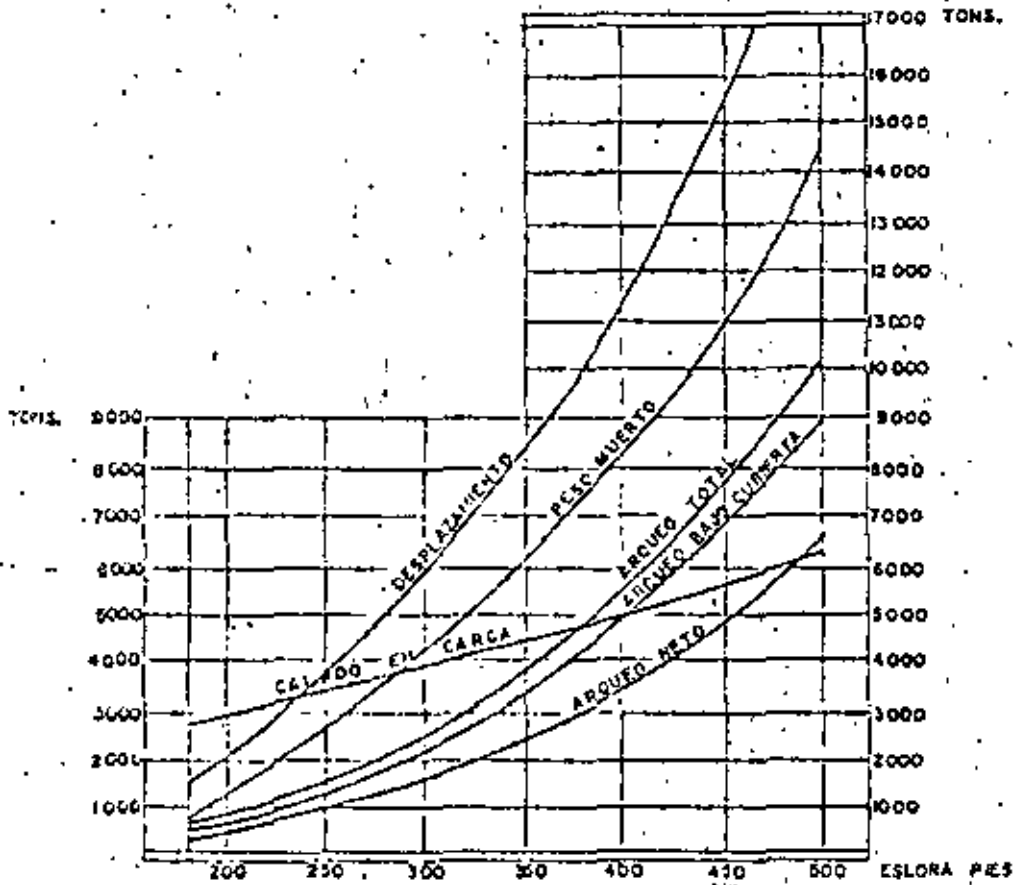
Year built	Name or class	Length		Breadth	Depth	Draft loaded (summer)	Tonnage, long tons	
		Over-all	Bet. perp.				Dead-weight	Displacement
1899	<i>El Sud</i>	403'0"	390'11"	48'3"		22'0"	3,417	
1903	<i>Virginius</i>		490'0"	58'0"	35'6"	29'0"	11,200	18,425
1909	<i>Jean</i>	382'2"	311'0"	46'1"	24'0"	21'0"	4,600	
1910	<i>El Sud</i>	430'0"	405'7"	52'1"	33'8"	26'0"	6,850	
1912	<i>Hokona</i>		418'2"	53'6"	31'6"	27'3"	8,950	13,250
1913	<i>Columbian</i>		401'0"	53'9"	28'10"	25'0"	7,000	12,000
1916	<i>Edgar F. Luckenbach</i>	412'0"	425'0"	57'3"	42'0"	29'5"	13,000	
1918	<i>Lagos Erie</i>		400'0"	52'0"	31'0"	25'2"	8,000	11,546
1919	<i>Invincible</i>		440'2"	56'0"	38'0"	28'9"	11,721	15,910
1919	<i>Mc Keenport</i>		395'6"	55'0"	34'11"	27'2"	9,808	13,159
1920	<i>Alexon</i>		416'0"	53'0"	34'6"	26'7"	9,414	12,760
1932	<i>Statens Havna</i>		460'0"	63'6"	38'3"	26'2"	10,000	16,460
1934	<i>Angelina</i>	410'11"	390'0"	55'0"	30'6"	25'0"	7,600	10,000
1939	C-2 class C2-S-A1	459'1"	435'0"	63'0"	31'6"	27'5"	10,773	13,869
1940	C-3 class C3-S-A2	492'0"	465'0"	69'6"	33'6"	28'7"	12,540	18,215
1942	Liberty ships EC2-S-C1	441'6"	417'9"	56'11"	37'4"	27'8"	10,800	14,100

1945	Victory ships VC2-S-A12	455'3"	436'6"	62'0"	38'0"	28'7"		
1946	EC1 class C1-S-B5	520'0"	496'8"	71'6"	43'0"	32'10"	10,800	15,199
1950	<i>Schwab Otto Island</i>	475'0"	450'11"	66'0"	41'6"	30'0"	15,036	22,094
1952-53	Mariner class	563'8"	528'0"	76'0"	35'6"	30'0"	40,510	15,910
1957	<i>Atlan City</i> (C-2 container-ship)					29'11"	12,910	21,093
1959	<i>Munda</i>	468'0"	442'2"	72'0"	40'2"	24'2"	7,891	13,125
1960	<i>Flora</i>	480'2"	459'6"	62'1"	38'9"	29'4"	11,374	16,207
1961	<i>Export Agent</i>	481'7"	447'0"	62'8"	39'1"	29'0"	12,417	17,088
1961	<i>Apollonia</i>	492'6"	470'0"	73'0"	42'0"	28'2"	11,009	17,670
1961	<i>Philippine President Roxas</i>	505'1"	475'11"	66'3"	41'4"	30'5"	14,974	20,274
1961	<i>Washington Mail</i>	510'2"	475'9"	64'0"	40'1"	29'7"	12,156	17,379
1961	<i>Washington R.</i>	503'8"	475'0"	76'0"	44'6"	31'7"	14,204	22,595
1962	<i>Panama Moon</i>	526'0"	492'6"	67'0"	42'0"	31'3"	15,450	20,728
1962	<i>African Mateo</i>	509'6"	510'0"	73'0"	42'9"	31'7"	13,583	21,053
1962	<i>Ashley Lykes</i>	572'0"	541'0"	75'0"	42'10"	30'16"	12,724	20,116
1962	<i>C. E. Dent</i>	495'0"	470'0"	69'0"	41'6"	30'1"	11,330	17,210
1963	<i>Gulf Merchant</i>	563'0"	528'6"	76'0"	49'6"	31'7"	14,376	22,729
1963	<i>Alaska Mail</i>	470'0"	470'0"	69'0"	41'6"	30'2"	11,368	17,210
1963	<i>Genevieve Lykes</i>	605'0"	582'6"	82'0"	46'6"	35'1"	22,208	31,305
1963	<i>Khaw White</i>	510'0"	514'11"	76'0"	42'8"	31'8"	13,508	20,950
1963		476'0"	440'0"	65'0"	40'6"	29'9"	14,221	18,825

CARACTERÍSTICAS DE BUQUES

REFERENCIA:

"Teoría del Buque"
del Ing. Naval Godino



PARA LA LEY DE VARIACION DEL CALADO CON LA ESLORA
LA SEPARACION ENTRE DOS ORIZONTALES DEL DIAGRAMA —
EQUIVALE A CINCO PIES.

1 PIE = 0.305 m

1 METRO = 3.28 pies

BUQUES DE
200 PIES DE
ESLORA

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{E}{P} = 12.6 \\ \frac{H}{P} = 1.6 \end{array} \right.$$

BUQUES DE
500 PIES DE
ESLORA

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{E}{P} = 13 \\ \frac{H}{P} = 1.83 \end{array} \right.$$

E = ESLORA
P = PUNTA
H = MANDA

NOTA:
ESTA GRAFICA ESTA CALCADA DEL LIBRO "INGENIERIA MARITIMA" DEL
ING. ROBERTO BUSTAMANTE Y OTROS AUTORES.

SIGUIENTES CARACTERISTICAS (TABLA 2). LAS CARACTERISTICAS DE LA FLOTA MUNDIAL SE PUEDEN OBSERVAR EN LA TABLA NO. 3 TOMADA DEL LIBRO DE ALONZO - - D. QUINN Y DE LA GRAFICA NO. 2

BARCOS PARA TRANSPORTE DE MINERAL.

LAS DIMENSIONES Y TENDENCIAS PODRAN OBSERVARSE EN LA TABLA NO. 4. DE LA CUAL SE OBTIENE QUE EN TERMINOS GENERALES SE PODRIA CONSIDERAR QUE LA EMBARCACION DE MAYOR TAMAÑO ES DEL ORDEN DE 12.80 MTS. DE CALADO, - - - 230.00 MTS. DE ESIORA TOTAL, MANCA DE 31.00 MTS., PUNTAL DE 19.00 MTS.

BARCOS ESPECIALIZADOS.

- A).- BARCOS PARA TRANSPORTE DE GAS
- B).- BARCOS TANQUE
- C).- TIPO LASHI Y SEABEE
- D).- DE PESCA.

LASHI.- TIPO DE BARCO PORTA-BARCAZAS, SU CARACTERISTICA PRINCIPAL ES QUE DISPONE DE UNA GURA DE 500 TON., LAS BARCAZAS LASHI TIENEN UNA CAPACIDAD DE 350 TON., (18.74 M. X 9.50 M. X 2.74 M.) SIENDO 2.74 AL CALADO A PLENA CARGA, Y LOS BUQUES TRANSPORTAN DE 73 Y 89 BARCAZAS.

SEABEE.- TIPO DE BARCO PORTA-BARCAZAS, TIENEN TRES CUBIERTAS Y LAS BARCAZAS SE SUBEN A BORDO MEDIANTE UN MONTE-CARGAS, LAS BARCAZAS TIENEN UNA CAPACIDAD DE 850 TON., (29.70 M. X 10.67 M. X 3.25 M.) Y UN BUQUE DE ESTE TIPO PUEDE TRANSPORTAR 38 UNIDADES APROXIMADAMENTE.

DE PESCA.- EN ESTA ACTIVIDAD, EXISTEN EN MEXICO, UN SINGUERO DE EMBARCACIONES DE VARIOS TIPOS, DESDE EL CAYUCO, O PEQUEÑA EMBARCACION DE PESCA, HASTA LOS BARCOS ESPECIALIZADOS PARA LA CAPTURA DEL ATUN.

SE ANEXAN LAS CARACTERISTICAS DE LAS FLOTAS, ATUNERA, ARCHIVO EN TERA, SARDINERA, CAMARONERA Y DE ESCALAFON. CONSIDERAMOS SON LAS REPRESENTA

(TON) COMP. BLOCK ES. C. (m) ES.+P.P. (m) MANCHA (m) FUNDAL (m) CALADO (m) P. BORDO (m)

0.634	101.10	94.49	14.34	8.00	5.65	2.373
0.693	135.06	128.32	18.01	9.93	7.62	2.362
0.685	140.60	131.06	19.24	10.94	8.02	2.991
0.8060	135.02	128.02	19.55	9.27	7.30	2.005
0.744	165.20	155.46	20.73	11.58	9.09	2.549
0.790	144.78	137.47	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	144.78	137.17	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	144.78	137.47	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	144.78	137.47	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	156.42	152.45	21.25	11.81	9.12	2.745
0.772	173.00	161.54	21.31	12.09	9.34	2.733
0.790	170.60	163.98	21.89	12.00	9.07	2.691
0.790	170.75	163.86	22.05	12.17	9.45	2.691
0.780	170.69	163.86	22.05	12.18	9.45	2.691
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.49	22.05	12.93	9.47	3.016
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.49	22.05	12.95	9.47	3.016
0.780	170.69	163.86	22.05	12.17	9.45	2.703
0.790	170.75	163.86	22.05	12.17	9.45	2.691
0.780	170.69	163.86	22.05	12.17	9.45	2.691
0.780	170.69	164.23	22.05	12.18	9.46	2.70
0.780	170.75	163.86	22.05	12.18	9.45	
0.780	170.75	163.86	22.05	12.18	9.45	

NOMBRE DEL BARCO	AÑO DE CONST.	T. B. R.	T. N. R.	P. M. (TON)	D. MAX. (TON)	D. ROSCA
FELIANO ZAPATA	1968	2,841.02	1,397.83	2,956	4,989	2,032
VICENTE GUERRERO	1967	5,772.81	3,052.62	8,893	12,478	3,548
MARIANO ESCOBEDO	1967	7,991.83	4,599.71	9,550	14,194	4,643
MIGUEL HIDALGO	1967	7,075.53	3,826.00	11,262	15,122	3,859
LAZARO GARDENAS	1955	11,065.49	6,225.13	16,566	22,352	5,669
JUANITERRAS	1967	10,085.72	5,724.97	17,473	22,128	4,686
PLAN DE SAN LUIS	1967	10,085.72	5,724.97	17,473	22,128	4,686
VERUSTIANO CARRANZA	1968	10,085.72	5,724.97	17,473	22,128	4,686
P. ELIAS CALLES	1968	10,085.72	5,724.97	17,473	22,128	4,686
ABELARDO L. RODRIGUEZ	1956	11,470.47	6,429.53	17,729	24,063	6,347
JUAN ALVAREZ	1955	12,417.04	7,157.36	19,405	25,875	6,459
GUADALUPE VICTORIA	1958	12,568.01	7,209.55	20,253	26,641	5,957
PLAN DE AYUCLA	1967	12,763.18	7,561.34	21,668	27,432	5,605
PLAN DE AYALA	1968	12,753.36	7,550.04	21,689	27,432	5,705
MARIANO MOCTEZUMA	1974	14,742.95	8,895.68	21,639	28,017	6,328
FRANCISCO J. MUJICA	1973	14,743.69	8,895.68	21,696	28,017	6,322
MANUEL AVILA CAMACHO	1973	14,743.69	8,895.68	21,704	28,017	6,313
INDEPENDENCIA	1974	14,742.95	8,895.68	21,704	28,017	6,314
REVOLUCION	1974	14,742.95	8,895.63	21,704	28,017	6,313
REVOLUCION	1975	14,743.69	8,895.68	21,704	28,017	6,313
MILTON OLMEDO	1968	12,753.36	7,550.04	21,727	27,432	5,692
PLAN DE GUADALUPE	1967	12,763.34	7,561.34	21,760	27,432	5,627
JOSE MA. MORELOS	1967	12,762.84	7,508.00	21,797	27,432	5,593
BENITO JUAREZ	1968	12,753.36	7,550.07	21,822	27,432	5,654
ALVARO OBREGON	1968	12,753.36	7,558.90	21,839	27,432	5,630
FRANCISCO I. MADERO	1968	12,758.65	7,562.50	21,889	27,432	5,703

Characteristics of Tankers

Year built	Name or class	Length		Breadth	Depth	Draft loaded (meters)	Tonnage, long tons	
		Overall	Net, perp.				Dead-weight	Displacement
1941	Cocaine	302'0"	287'0"	42'2"	23'2"	21'5"	3,360	5,000
1942	V. S. Paris	399'2"	385'0"	40'8"	28'11"	24'0"	6,360	
1941	Frost	413'3"	409'2"	52'8"	27'1"	24'0"	9,232	
1941	John D. Archbell	471'0"	458'3"	60'0"		28'1"	9,346	
1946	Charles Pratt	515'6"	500'0"	68'0"	38'4"	27'3"	14,990	
1941	T. J. Williams		465'0"	60'0"	36'3"	27'8"	11,590	17,875
1941	Cauchina	435'0"	420'0"	50'0"	33'6"	27'0"	9,975	13,300
1930	Delphin		481'4"	65'0"	37'0"	28'11"	14,565	20,900
1941	Bredgewater	467'0"	450'0"	62'0"	34'0"	27'8"	12,585	16,000
1941	T-2 class tankers	523'6"	503'0"	68'0"	39'3"	30'2"	16,430	21,880
1941	Alviner Sun	547'3"	521'0"	70'0"	40'0"	30'3"	17,575	24,110
1948	Esso Zurich	628'0"	601'3"	82'0"	42'6"	32'5"	26,550	31,000
1950	Atlantic Seaman	659'6"	626'8"	85'0"	45'0"	34'3"	30,155	39,660
1953	Fano Onano	775'7"	723'3"	95'0"	51'6"	37'10"	45,230	58,420
1952	Petraeus	675'0"	645'0"	92'0"	46'0"	34'8"	38,015	48,010
1954	W. Alton Jones	707'0"	677'0"	93'0"	46'0"	36'8"	38,911	49,620
1954	World Glory	736'1"	705'0"	102'0"	50'0"	37'0"	45,300	58,625
1955	Sioux Prairie	782'0"	750'0"	106'0"	54'2"	40'7"	56,040	73,630
1956	Cities Service Baltimore	801'0"	760'0"	100'0"	45'3"	34'0"	32,710	42,751
1956	Deaver Leader	854'0"	815'0"	125'0"	61'3"	48'2"	85,515	109,630
1957	Esso Gettysburg	715'0"	685'0"	93'0"	48'7"	36'0"	37,680	50,176

1957	Tubantec	785'10"	749'8"	102'0"	53'0"	30'3"	55,069	69,186
1958	Sansone		810'0"	101'6"		41'9"	60,000	
1959	National Defender	810'0"	770'10"	101'0"	60'0"	44'0"	60,532	82,678
1959	W. Alton Jones	824'10"	782'0"	116'0"	56'0"	43'2"	68,810	89,200
1959	General Grant	819'9"	803'10"	107'11"	60'6"	41'10"	70,365	91,540
1959	Princess Sophie	839'2"	820'0"	115'0"	60'0"	44'3"	71,262	91,511
1959	J. Paul Getty	844'4"	808'0"	110'0"	61'4"	46'4"	73,000	95,000
1960	Concess Daphne	940'0"	900'0"	155'0"	67'6"	50'11"	115,000	150,000
1961	Olympus	818'11"	784'1"	113'0"	63'6"	45'10"	75,145	98,000
1961	Olson Hunter	860'0"	820'0"	104'0"	60'0"	43'10"	67,208	88,000
1961	Queen Sovereign	874'10"	833'4"	122'1"	61'0"	48'2"	90,200	115,000
1962	Esso Augusta	849'1"	809'6"	116'6"	60'4"	45'0"	78,566	99,070
1961	Manhattan	910'5"	892'0"	132'0"	67'6"	50'1"	108,400	138,700
1962	Nishi Maru	954'8"	905'0"	141'1"	72'10"	53'4"	130,217	164,674
1962	William M. Allen	824'8"	782'0"	116'0"	58'0"	43'8"	65,480	86,334
1962	California Getty	835'0"	793'0"	122'1"	65'4"	48'10"	90,321	120,115
1963	Esso Deutschland	855'11"	820'0"	125'0"	62'6"	47'5"	94,187	124,000
1964	Esso Bayou	869'6"	820'0"	125'0"	62'6"	47'11"	90,600	111,780
1965	James Commodore	775'0"	738'3"	104'5"	53'4"	40'8"	60,832	79,844
1966	Lois	835'0"	784'5"	107'1"	57'5"	43'11"	84,227	109,287
1966	Kanmon Maru	954'3"	935'1"	158'2"	78'0"	50'2"	175,801	208,000
1968	Universe Island	1132'10"	1082'8"	175'0"	105'0"	81'5"	220,585	275,811
1969	Universe Kuwait	1131'10"	1082'3"	174'10"	105'0"	71'11"	276,000	
	Projected (hull)	1248'0"		213'0"		80'0"	500,000	
	Projected (bulky)	1260'0"		216'0"		08'0"	500,000	
	Projected	1690'0"		223'0"		95'0"	1,000,000	

CARACTERISTICAS DE BUQUES TANQUE

FUENTE : U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE
 MARITIME ADMINISTRATION OFFICE
 OF SHIP CONSTRUCTION AND
 MARITIME REPORTER AND ENGINEERING NEWS

15 / IV / 74

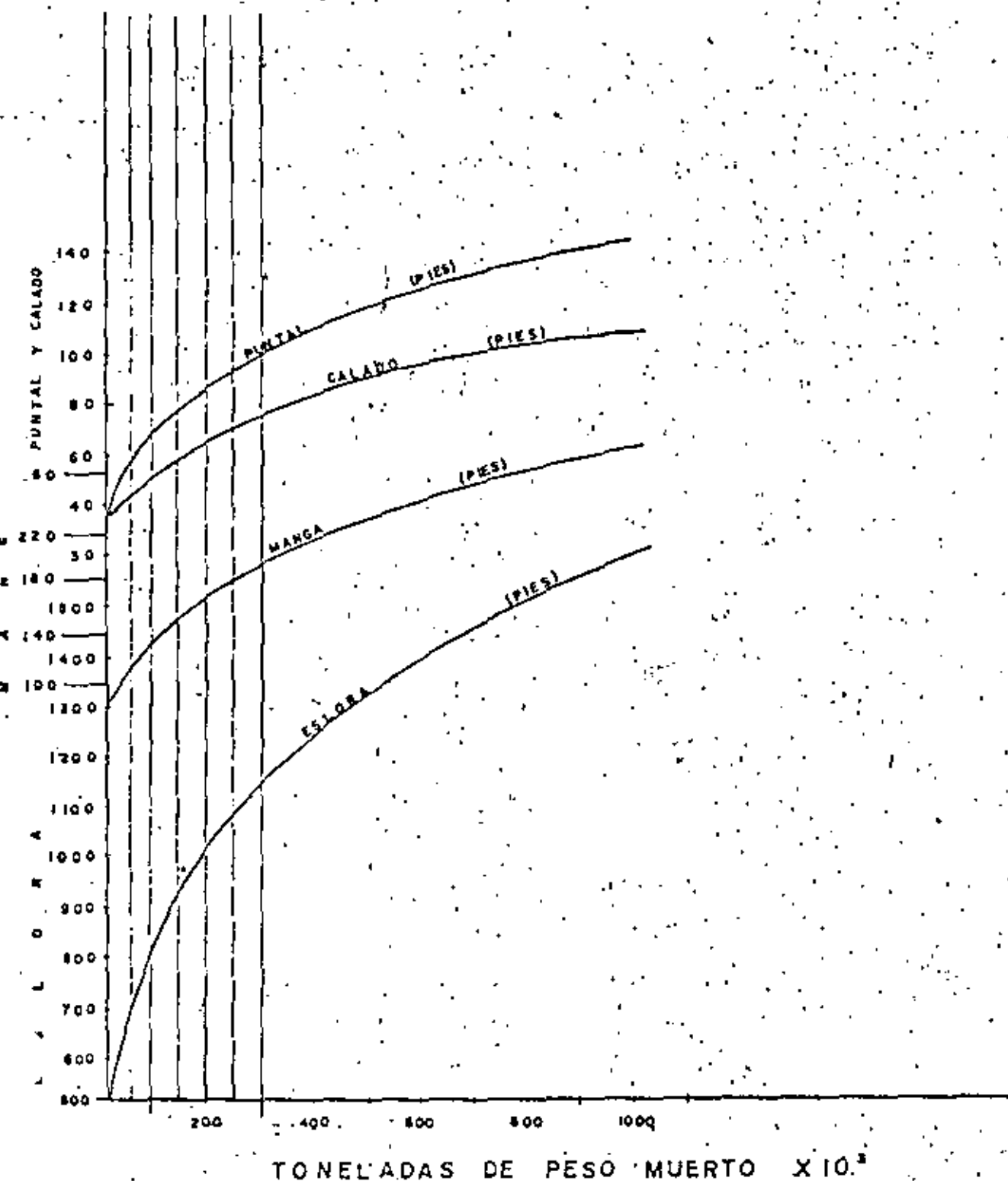


TABLE 7 Characteristics of Bulk Carriers (Ore, Coal, etc.)

Year built	Name	Length		Breadth	Depth	Draft loaded (summer)	Tonnage, long tons	
		Overall	Del. net p.p.				Dead weight	Displacement
1912	<i>Don E. Tate</i>		535'8"	50'0"	28'0"	30'0"		
1917	<i>H. F. Jones</i>		527'10"	54'0"	31'2"	26'2"		
1917	<i>Homer D. Williams</i>		580'0"	60'0"	35'0"			
1921	<i>Alzore</i>	571'6"	550'1"	72'0"	44'0"	34'1"	22,980	31,000
1928	<i>John Hubit</i>		591'3"	60'0"	32'6"	29'3"		19,000
1932	<i>Leon Fraser</i>		623'3"	67'0"	33'0"	24'0"	18,100	23,900
1935	<i>Venore</i>	560'11"	560'0"	78'0"	43'0"	34'4"	24,251	32,149
1934	<i>Ore Chief</i>	701'0"	750'0"	116'0"	30'0"	38'0"	50,000	80,000
1931	<i>Lender</i>	680'0"	651'1"	88'0"	48'0"	31'7"	54,300	44,281
1937	<i>Cassius</i>	731'1"	703'8"	100'3"	30'6"	37'3"	46,670	61,245
1938	<i>Consolidation Coal</i>	623'0"	610'0"	75'0"	47'3"	32'5"		
1938	<i>Naama</i>	637'3"	625'0"	67'0"	46'0"	33'2"	51,547	43,380
1931	<i>Neveva</i>	604'2"	506'0"	20'0"	42'4"	25'1"	13,000	23,044
1930	<i>San Juan Exporter</i>	532'11"	498'9"	68'11"	44'8"	31'6"	18,308	23,950
1930	<i>Clyde Ore</i>	546'0"	516'9"	73'10"	40'2"	30'10"	20,075	26,210
1939	<i>Nereus Jupiter</i>	681'0"	651'1"	88'0"	48'0"	34'7"	34,583	45,175
1939	<i>Edward L. Sjerman</i>	730'0"	712'0"	75'0"	39'0"	26'6"	26,051	34,135
1961	<i>Tanna</i>	550'2"	520'0"	74'0"	46'4"	34'7"	22,034	29,751
1961	<i>Argonifis</i>	583'8"	545'0"	74'8"	44'0"	31'6"	20,500	28,058
1961	<i>Ore Venus</i>	752'0"	710'0"	102'0"	51'6"	38'0"	50,692	65,060
1962	<i>Corsair</i>	592'2"	565'0"	79'0"	46'8"	32'9"	24,011	32,370
1962	<i>Centaur</i>	679'0"	637'0"	91'10"	51'6"	36'1"	35,318	46,243
1962	<i>Sonic</i>	746'1"	706'8"	100'3"	53'7"	37'11"	43,976	62,531
1963	<i>Atlantic Eagle</i>	623'10"	592'8"	75'0"	46'4"	32'8"	23,670	31,947
1963	<i>Archangel</i>	628'2"	589'6"	73'0"	46'3"	33'8"	23,260	31,094
1967	<i>Amveller</i>	735'1"	705'0"	100'8"	55'0"	38'0"	50,053	62,214
1965	<i>Amalfi</i>	753'0"	700'11"	98'5"	55'6"	39'0"	46,730	60,172
1965	<i>Demnos</i>	643'0"	600'0"	76'0"	45'6"	33'0"	27,484	35,883
1965	<i>Cedus</i>	995'9"	939'11"	142'1"	81'0"	62'3"	170,418	200,242
1965	<i>Alberta Lullignett</i>	700'11"	656'2"	93'11"	57'0"	35'3"	44,177	55,399
1965	<i>Leonida D.</i>	708'9"	672'5"	101'9"	59'1"	39'8"	52,158	63,208
1965	<i>Agamemnon</i>	734'9"	698'10"	105'10"	62'0"	40'2"	56,672	69,468
1965	<i>Harbord</i>	742'10"	710'0"	102'0"	57'6"	42'3"	60,639	72,110

* Fresh-water draft—Great Lakes.

NATIVAS EN ESTA MATERIA Y DE LAS CUALES PODRÍAN AFIRMAR QUE LAS PROFUNDIDADES REQUERIDAS SON:

FLOTA ATUNERA	7 MTS.
FLOTA ANICIVETERA	4 MTS.
FLOTA ATUNERA	4 MTS.
FLOTA CACAHUETERA	3.5 MTS.

3.- EL PUERTO.- DIMENSIONES GENERALES.

3.1.- DIMENSIONES DE LA BOCAJA.

EL ANCHO DEL CANAL DE ACCESO AL PUERTO ESTA DEFINIDO POR LA ESCALA DEL BARCO TIPO DE MAYORES DIMENSIONES QUE SE ESPERA ARRIBAR AL PUERTO; ESTO ES, EL ANCHO DE UNA ESCORA.

LO ANTERIOR CONCUERDA CON LA RECOMENDACION DE ALONSO D. QUENH. - QUE RECOMIENDA, 300 PIES (91.44 M.) PARA PEQUEÑOS PUERTOS, 400-500 PIES - (121.92-152.40 M.) PARA MEDIANOS Y DE 500-800 PIES (152.40-243.84 M.) PARA GRANDES PUERTOS.

AL RESPECTO PENSAMOS QUE DEBE REALIZARSE UN ESTUDIO ESPECIAL PARA DETERMINAR EL ANCHO CONVENIENTE PARA GRANDES PUERTOS EN LOS CUANTOS ARRIBAN BARCOS DE MAS DE 12. M. DE CALADO, YA QUE EN ESTE CASO LA AYUDA DE REMOLCADORES FACILITA EL CRUCE DE LA BOCAJA Y PODRIA REDUCIRSE EL ANCHO DE LA MISMA.

UNA VEZ DETERMINADO EL ANCHO, PROCEDEREMOS A LA DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD. LAS CONDICIONES QUE DEBEN CONSIDERARSE SON:

- EL CALADO DE LOS BUQUES MAYORES QUE FRECUENTEN EL PUERTO A PLENA CARGA COMO SE ESPERA HAYAN USO DEL PUERTO.
- LA CONSISTENCIA DEL MATERIAL QUE CONSTITUYE EL FONDO MARITIMO
- EL ESTADO DE AGITACION DEL MAR Y LA VELOCIDAD A LA QUE NAVIGA EL BARCO EN LA ZONA CONSIDERADA.

CON RESPECTO AL INCISO A) EN PUERTOS EXISTENTES, ES NECESARIO -

UNA ESTADÍSTICA DE LAS EMBARCACIONES QUE FRECUENTAN EL PUERTO. SE DETERMINARA LA FRECUENCIA CON QUE CIERTOS BARCOS TENGAN QUE ENTRAR O SALIR DEL PUERTO CON CARGA INCOMPLETA, DEBIDO A LAS PROFUNDIDADES EXISTENTES. SE TENDRÁ EL COMPUTO DE LOS TIEMPOS PERDIDOS PARA CIERTAS EMBARCACIONES EN ESPERA DE LA MAREA ALTA PARA ENTRAR O SALIR DEL PUERTO. CUANDO LAS PERDIDAS POR LOS CONCEPTOS ANTERIORES IGUALES O SUPEREN EL COSTO DEL DRAGADO PARA PROPORCIONAR LA PROFUNDIDAD NECESARIA SE PROCEDERA A SU EJECUCION.

PARA EL PROYECTO DE NUEVOS PUERTOS, ES NECESARIO EL ANALISIS DETALLADO DEL TIPO DE BARCO QUE SE ESPERA ARRIBARA. PARA LOS BARCOS DE GRAN PORTE, SOBRE TODO BUQUES TROPICIS ES NECESARIO TOMAR EN CUENTA EL FONDO DE LA EMBARCACION, YA QUE ESTANDO EN LA CONDICION DE "A PLENA CARGA" Y SI LOS CALADOS EN PROA Y POPA SON IGUALES EN LO GENERAL, EL CALADO MEDIO SE LIGA A INCIDENTE: HASTA EN $\frac{1}{1000}$ DE LA ESTIMA DEL BARCO

RESPECTO AL INCISO B) ES DECIR LA CONSISTENCIA DEL FONDO MARINO ESTE INFLUYE CONSIDERABLEMENTE EN LA DETERMINACION DEL TIRANTE LIBRE (COLCHON DE SEGURIDAD) QUE ES NECESARIO DEJAR ENTRE LA QUILIA DEL BARCO Y EL FONDO MARINO, SI SE TIENE FONDO SUAVE (ARCILLA, LIMO O ARENA SUELTA) Y EL CASCO DEL BARCO TCCA EL FONDO, NO SUFRIRA AVERIAS DE CONSIDERACION, EN ESTE CASO 30 CM. SERAN SUFICIENTES DE COLCHON DE SEGURIDAD. CUANDO SE TIENEN FONDOS DURES (ROCA O TERRENOS MUY COMPACTOS), DEBERA EVITARSE QUE LA EMBARCACION TOQUE FONDO EN CUADRUER CONDICION, PARA LO CUAL, EL TIRANTE LIBRE DE AGUA SERA DEL ORDEN DE 90 CM.

RESPECTO AL INCISO C) LA AGITACION DEL MAR, ORIGINA MOVIMIENTOS VERTICALES EN EL BUQUE AL CRUZAR LA BOCA (ARREG), POR LO QUE HABRA QUE CONSIDERAR UNA PROFUNDIDAD SUPLEMENTARIA, DEL ORDEN DE MEDIA ALTURA DE OLA EN EL LUGAR.

LA VELOCIDAD QUE DESARROLLAN LAS EMBARCACIONES AL ARRIBAR AL PUERTO, ES DEL ORDEN DE LOS OCHO NUDOS, PARECE LUGAR A UN ASENTAMIENTO DE LA POPA DEL BUQUE DE APROXIMADAMENTE 70 CM., CANTIDAD QUE ES NECESARIO DEJAR COMO TIRANTE DE AGUA SUPLEMENTARIO. EN RESUMEN, LA PROFUNDIDAD EN CADA CASO SERA LA SUMA DE: EL CALADO MEDIO DE LA EMBARCACION DE MAYOR PORTE

QUE LLEGUE AL PUERTO A PLENA CARGA, DEPENDIENDO DE LA AGITACION DEL MAR EN EL SITIO ESTUDIADO, SE TENDRA UN TIRANTE ADICIONAL DE $\frac{1}{2}$ ALTURA DE OLA, MAS EL ASENTAMIENTO DE LA POPA DEL BARCO PERFECTO DE LA VELOCIDAD Y QUE SERA DEL ORDEN DE 70 CMS. MAS UN TIRANTE ADICIONAL, PARA TOMAR LAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO, VARIARA DE 30 A 90 CMS., SI SE TRATA DE TAREAS -- SUAVES O DURAS RESPECTIVAMENTE.

POR LO ANTERIOR, LAS PROFUNDIDADES EN BOCANAS Y CANALES DE ACCESO SERAN MAYORES QUE EN LAS DARSENAS.

EN CUALQUIER CASO EL TIRANTE TOTAL SUPLEMENTARIO (COLCHON DE SEGURIDAD) NO DEBERA SER MENOR DE 1:00 M. CONVIENE PREVER PARA UN FUTURO EL ARRIBO DE EMBARCACIONES MAYORES DE ACUERDO CON EL DESARROLLO GENERAL DEL PUERTO, YA QUE ES MUY COSTOSO EL RETIRO DE MATERIAL PETREO DE LOS MORROS -- PARA PERMITIR UN MAYOR ANCHO DE ACCESO.

EN AQUELLOS LUGARES DONDE EXISTA TENDENCIA AL AZOIVE ES CONVENIENTE AL EFECTUAR EL DRAGADO, DAR MAYOR PROFUNDIDAD A LA MINIMA REQUERIDA, CON EL OBJETO DE DISFICILAR DE MARGEN SUFICIENTE PARA QUE LOS DRAGADOS DE CONSERVACION SEAN A LAPROS MAYORES, POR LO QUE AL DETERMINAR EL ANCHO ENTRE OBRAS EXTERIORES HAY QUE PREVER LAS MARGAS DE SEGURIDAD EN EL FONDO MARINO PARA EVITAR SOCAVACIONES AL PIE DE LAS OBRAS EXTERIORES.

LAS PROFUNDIDADES DEL MAR ESTARAN REFERIDAS A LOS SIGUIENTES -- PLANOS DE COMPARACION O REFERENCIA, PROPUESTOS POR EL INSTITUTO DE GEOFI-SICACION DE LA USMA: EN EL GOLFO DE MEXICO Y MAR CARIBE, DONDE PREDOMINAN LAS MAREAS DIURNAS, SE TOMARA EL NIVEL DE BAJAMAR MEDIA QUE SE OBTIENE TOMANDO EL PROMEDIO DE LA BAJAMAR DIARIA.

3.2.- CANALES DE ACCESO Y DE NAVEGACION.

PARA LOS CANALES RECTOS BASTA TOMAR UN ANCHO DE PLANTILLA DE UNA ESTIMA DEL BARCO TIPO DE MAYORES DIMENSIONES QUE SE ESTIME ARRIBARA AL PUERTO.

CANALES CURVOS.- PARA EL TRAZO DE ESTE TIPO DE CANAL, HAY QUE TOMAR EN CUENTA LOS RADIOS DE GIRO DE LAS EMBARCACIONES, CONSIDERANDO LA MANIOBRA CON SUS PROPIAS MANUEBAS, ES DECIR:

PARA EMBARCACIONES PEQUEÑAS	R = 3 E
PARA EMBARCACIONES DE PORTE MEDIO	R = 5 E
PARA GRANDES EMBARCACIONES	R = 7 E

PARA LOS CASOS ANTERIORES, EL ANCHO DE LA PLANTILLA DEL CANAL CURVO CONSIDERANDO LOS RADIOS DE GIRO ANTERIORES NOS DA:

ANCHO DE LA PLANTILLA DE CANAL PARA EMBARCACIONES PEQUEÑAS	S = 1,65 E
ANCHO DE PLANTILLAS DEL CANAL PARA EMBARCACIONES DE PORTE MEDIO	S = 1,58 E
ANCHO DE PLANTILLA DEL CANAL PARA GRANDES EMBARCACIONES	S = 1,37 E

3.3.- DARSENA DE CIANOLGA.

ES TAMBIEN LLAMADA CIRCULO DE MANUEBAS., O SEA EL AREA DE AGUA QUE HAY CESTA, UN BUQUE PARA VIRAR EN REDONDO, INVIRTIENDO EL SENTIDO DE SU MANUEBA. ESTA OPERACION PUEDE EFECTUARLA EL BUQUE:

- A).- POR SUS PROPIOS MEDIOS (MANUEBAS DEL BARCO)
- B).- UTILIZANDO LAS ANCLAS.
- C).- SIRVIENDOSE DE REMOLCADORES.

EN EL PRIMER CASO A).- LOS VALORES DE LOS RADIOS DE GIRO MENIMO

R PARA ZONAS EN CALMA CORRESPONDEN A LA MITAD QUE EN ZONAS AGITADAS, POR LO QUE LOS DISTINTOS RADIOS SERAN:

PARA EMBARCACIONES PEQUEÑAS	1.5 E
PARA EMBARCACIONES MEDIAS	2.5 E
PARA EMBARCACIONES GRANDES	3.5 E

(VER FIGURA 1).

PARA CALCULAR EL DIAMETRO DEL CIRCULO DE MANIOBRAS TENDREMOS:

$$D_1 = 2 (R + \frac{1}{2} E) = 2 (0.58 \times 1.5 E + 0.5 E) = 2.75 E$$

$$D_2 = 2 (R + \frac{1}{2} E) = 2 (0.58 \times 2.5 E + 0.5 E) = 3.90 E$$

$$D_3 = 2 (R + \frac{1}{2} E) = 2 (0.58 \times 3.5 E + 0.5 E) = 5 E$$

PUDIENDOSE INTERPOLAR PARA LOS CASOS DE EMBARCACIONES DE TAMAÑO INTERMEDIO, SIENDO CONVENIENTE TOMAR MEDIA ESIORA MAS, COMO MARGEN DE SEGURIDAD.

PARA EL CASO B): ES DECIR QUE EL BUQUE LLEVA A CABO LA MANIOBRA UTILIZANDO EL ANCLA, A DE FONDERARIA POR LA BANDA EN CUYO SENTIDO SE EFECTUA EL GIRO, DAR MUJUNA AVANTE DESCRIBIENDO EL CIRCULO CONCENRO EN EL ANCLA Y RADIO APROXIMADO DE UNA ESIORA, CONVINIENDO TAMBIEN TOMAR MEDIA ESIORA COMO MARGEN DE SEGURIDAD. (VER FIGURA 1.)

$$D = R + \frac{1}{2} E = E + \frac{1}{2} E = 2.5 E$$

PARA C).- EN CASO DE QUE LA MANIOBRA SE EFECTUE CON 2 REMOLCADORES, DE LOS CUALES UNO EMPUJA POR POPA Y EL OTRO POR LA PROA, EL BUQUE GIRA SENSIBILMENTE SOBRE SI MISMO, Y EL DIAMETRO DEL CIRCULO DE MANIOBRAS SE APROXIMA A UNA ESIORA DEL BUQUE, CONVINIENDO TOMAR MEDIA ESIORA DE SEGURIDAD.

(VER FIGURA 1) $D = E + \frac{1}{2} E = 1.50 E$

ACTUALMENTE EXISTEN TAMBIEN SISTEMAS DE PROPULSION Y DIRECCION, COMO EL HELICO (TURBO ACTIVO) O PROPULSOR DE PROA, PERMITTIENDOLE VIRAR CASI SOBRE SI MISMO SIN AUXILIO DE REMOLCADORES. PARA LA FIJACION DE LAS

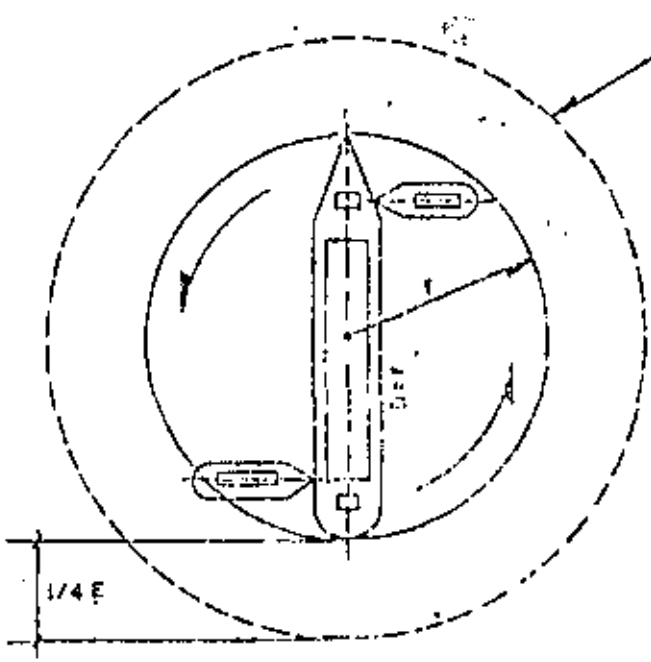
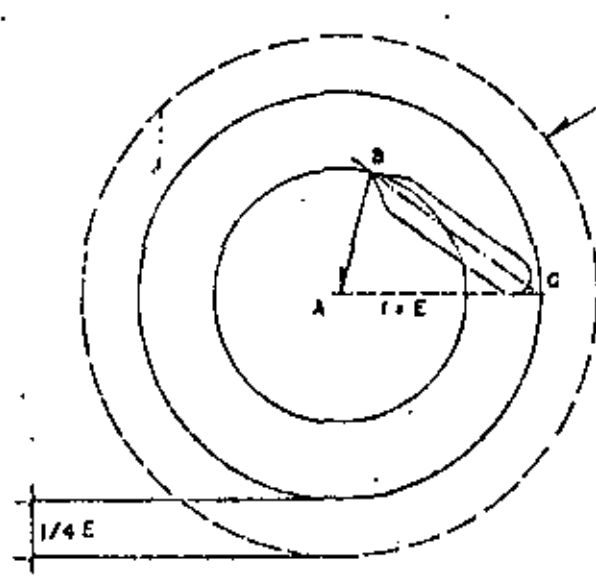
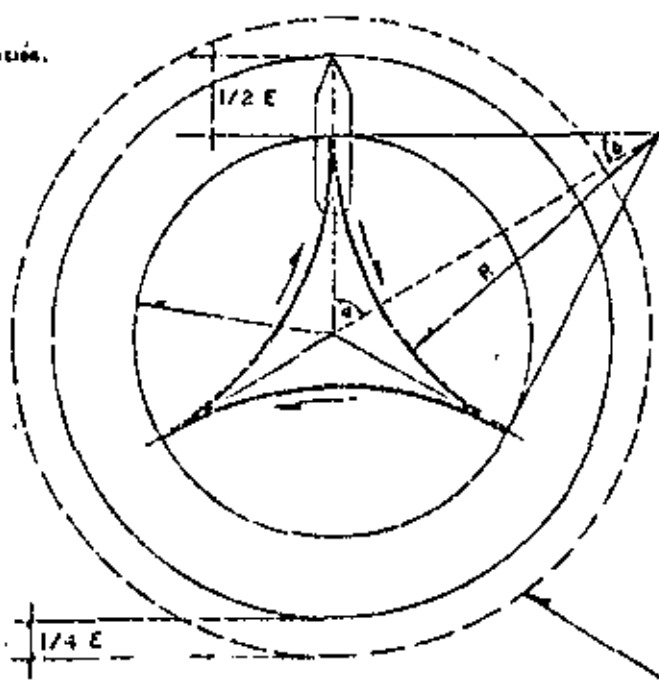
- α = Ancho de giro de la embarcación. Exceso total.
- D = Diámetro de la dársena de ciaboga.
- D_1 = Diámetro de la dársena de ciaboga incluyendo margen de seguridad.
- β = Ángulo de 30°
- α = Ángulo de 60°

$r = \text{Tg } 30^\circ = 0.58 R \quad 17$

- BUQUE PEQUEÑO = 1.5 E
- R BUQUE MEDIANO = 2.5 E
- BUQUE GRANDE = 3.5 E

- BUQUE PEQUEÑO = 2.75 E
- D BUQUE MEDIANO = 3.90 E
- BUQUE GRANDE = 5.00 E

- BUQUE PEQUEÑO = 3.25 E
- D₁ BUQUE MEDIANO = 4.40 E
- BUQUE GRANDE = 5.50 E



DARSENAS DE CIABOGA

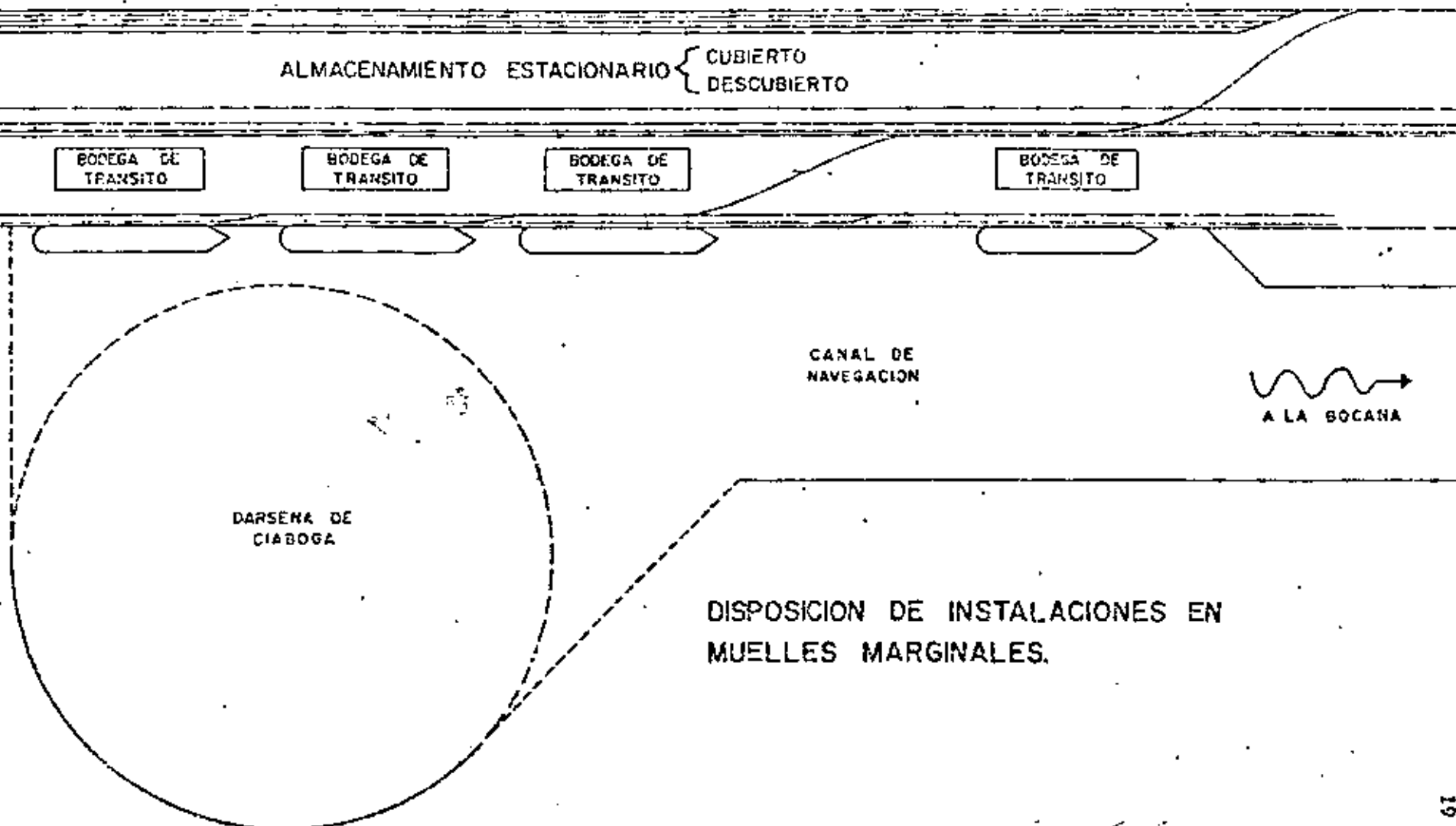
DIMENSIONES DE LOS CIRCULOS DE MANIOBRAS NO SE DEBEN TENER EN CUENTA ESTOS CASOS, SIENDO MAS CONVENIENTE ADOPTAR COMO MINIMO LAS RECOMENDACIONES ANTES EXPUERTAS.

EL AREA DE MANIOBRAS O CIABOGA SE UBICA EN LA PROXIMIDAD DE LOS MUELLES Y EN OCACION EN LOS ANTEPUERTOS, Y PARA SU LOCALIZACION HAY QUE TOMAR EN CUENTA QUE EL BARCO DEBE ENTRAR AL PUERTO A GRAN VELOCIDAD, POR SER ASI CUANDO MEJOR OBEDECE EL TRINCH Y SE DEFIENDE DEL TEMPORAL, DETENIENDO SU MARCHA DENTRO DEL ANTEPUERTO. PARA ELLO ES NECESARIO DISPONER DE UN ESPACIO DE 5 A 7 ESIORAS PARA FRENAR LA EMBARCACION.

3.4.- DARSENAS DE OPERACION.

EN MUELLES MARGINALES, LA DARSENA DE OPERACION SE LOCALIZA, CONTIGUA A LA DE CIABOGA DE ACUERDO A LA DISPOSICION MOSTRADA EN LA FIGURA 2.

EN MUELLES EN ESTIQUO LA DARSENA DE CIABOGA SE COMUNICA CON LA O LAS DIVERAS DARSENAS DE OPERACION, VER FIGURA 3.



DISPOSICION DE INSTALACIONES EN MUELLES MARGINALES.

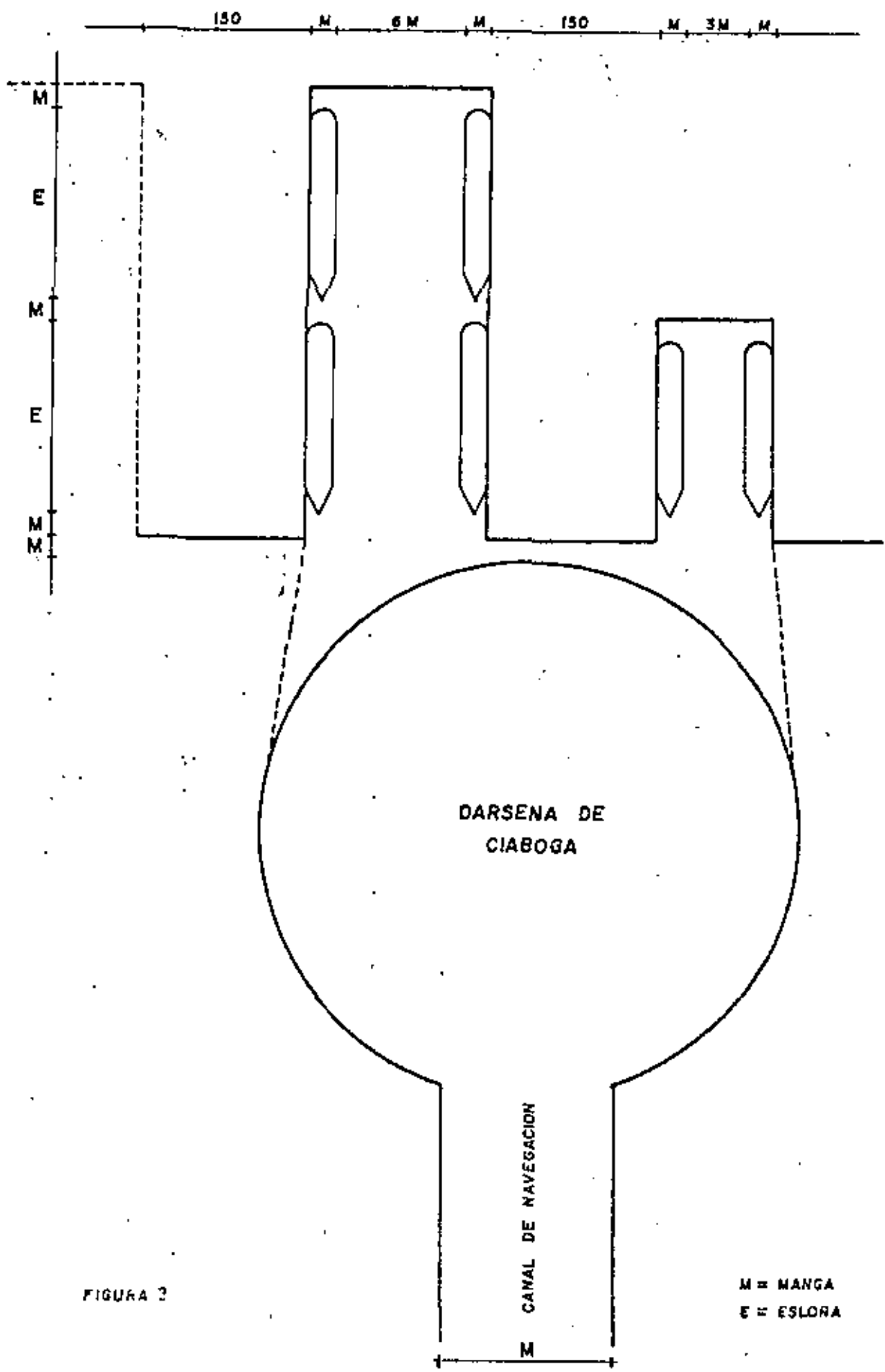


FIGURA 2

M = MANGA
 E = ESLORA

DISPOSICION DE LAS DARSENAS DE OPERACION Y CIABOGA

3.5.- OBRAS INTERIORES.

CON TAL DENOMINACION, DESIGNAREMOS A LAS INSTALACIONES QUE PRESTAN SERVICIO A LAS EMBARCACIONES UNA VEZ ATRACADAS, TALES COMO: INSTALACIONES DE: ATRIQUE Y AMARRE; DE AMACUAMIENTO A CUBIERTO Y DESCUBIERTO; VIALIDAD Y SERVICIOS GENERALES.

ENTRE LOS FACTORES QUE ES PRECISO CONSIDERAR PARA OBTENER LAS DIMENSIONES DE UNA ESTACION MARITIMA TERMINAL SE ENCUENTRAN:

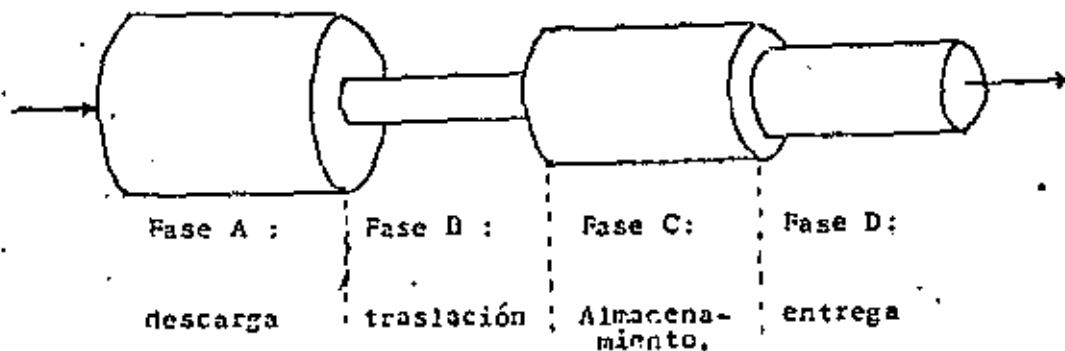
- A).- CARACTERISTICAS DE LOS BUQUES QUE HARAN ESCALA EN LA ESTACION TERMINAL.
- B).- FRECUENCIA DE LOS ARRIBOS
- C).- TIPO DE CARGA QUE DEBERA MANIPULARSE Y FLUCTUACIONES DE SU VOLUMEN.
- D).- MODO DE UNITANIZACION DE LA CARGA
- E).- PRODUCTIVIDAD PREVISTA DE LA COMBINACION ESTACION TERMINAL /BUQUE. TIPO DE CARGA (GRANEL, FRACCIONADA, CARGA PALLETIZADA, CONTENEDORES); METODO DE MANIPULACION (GRUAS DE MUELLE, GRUAS PARA REMOLQUE DE GRANULES, ETC); TAMAÑO DEL BUQUE.
- F).- METODOS DE TRANSPORTE Y CARACTERISTICAS DE LA CARGA ENTRANTE Y SALIENTE Y SUS VARIACIONES ESTACIONALES.
- G).- PRACTICAS COMERCIALES CON RESPECTO AL TIEMPO SIN SOBRESADIAS DE LAS MERCANCIAS DE IMPORTACION Y EXPORTACION.

PARA OBTENER LAS CARACTERISTICAS DE LAS INSTALACIONES ANTES MENCIONADAS, SE DEBERA TOMAR EN CUENTA, PRIMERALMENTE, EL TIPO DE BARCO QUE ARRIBARA AL PUERTO, ES DECIR:

- A).- DE CARGA GENERAL
- B).- DE CARGA GENERAL UNITIZADA ——— CONTENEDORES,
- C).- DE GRANULES
 - SECO — GRANULEROS, MINERALES
 - LIQUIDO — TANQUES
 - CRIOGENICOS — CASEROS.
- D).- DE PASAJEROS
- E).- DE PESCA
- F).- YATIS.

EL ELEMENTO BASICO PARA OBTENER LAS CARACTERISTICAS DE LAS INSTALACIONES EN EL AREA PORTUARIA SERA EL ANALISIS DEL TRANSITO O PASO DE MERCANCIAS Y/O PERSONAS A TRAVES DEL AREA PORTUARIA, DESDE LA RECEPCION A LA ENTREGA DE LAS MERCANCIAS (O VICEVERSA) O EL TRANSITO DE PASAJEROS.

EL SIGUIENTE ESQUEMA, NOS PERMITE VISUALIZAR LA IMPORTANCIA QUE REVISTE EL ANALISIS DETALLADO DE LAS OPERACIONES EN EL AREA PORTUARIA:



ASI SE REPRESENTA UNA DE LAS DISTINTAS VIAS QUE PUEDEN SEGUIR LAS MERCANCIAS DE IMPORTACION AL PASAR POR UNA INSTALACION DE ATRQUE. CADA UNA DE LAS CUATRO FASES TENDRA UNA DETERMINADA CAPACIDAD DE MANIPULACION QUE SERA DISTINTA DE LAS CAPACIDADES DE LAS DEMAS. LA SITUACION ES PARECIDA A LA DE UN LIQUIDO QUE CIRCULE POR EL INTERIOR DE UNA TUBERIA DE DIAMETRO VARIABLE O DESIGUAL, EN EL SENTIDO DE QUE EL RITMO DE MANIPULACION DE LAS MERCANCIAS EN EL PUERTO DE ATRQUE VENDRA DETERMINADO POR LA FASE QUE TENGA LA MENOR CAPACIDAD DE MANIPULACION; EN EL ESQUEMA ANTES PRESENTADO, SE TRATA DE LA FASE B, O SEA LA TRASLACION.

PODEMOS DECIR TAMBIEN, QUE NO SE CONSIGUE NADA CON TILITAR DE AUMENTAR LA CAPACIDAD DE AQUEL ELEMENTO DEL PUESTO DE ATRQUE CUYA CAPACIDAD ES YA LA MAYOR, EN EL ESQUEMA LA FASE A, QUE CORRESPONDE A LA DESCARGA. EN REALIDAD SOLO SE PUEDE MEJORAR LA CAPACIDAD DEL CONJUNTO INCREMENTANDO LA CAPACIDAD DEL ELEMENTO MAS ESTRECHO O REDUCIDO, DE ALLI LA UTILIZACION DEL TERMINO "ESTRANGULAMIENTO". LA CAPACIDAD DEL CONJUNTO IRA MEJORANDO A MEDIDA QUE SE INCREMENTA LA CAPACIDAD DE LA FASE B, HASTA QUE LLEGUE A IGUALAR LA DE LA FASE D: ENTREGA. CUALQUIER MEJORA ADICIONAL DE LA CAPACIDAD TOTAL EXIGIRA UN AUMENTO SIMULTANEO DE LA CAPACIDAD A LAS FASES B Y D.

A CONTINUACION DESCRIBIREMOS LAS CARACTERISTICAS DE LAS INSTALACIONES PARA DAR SERVICIO A LAS EMBARCACIONES ANTES MENCIONADAS.

INSTALACIONES PARA BARCOS DE CARGA GENERAL FRACCIONADA.

PARA LA CARGA Y DESCARGA DE ESTE TIPO DE BARCOS, SE EMPLEAN DOS SISTEMAS, POR MEDIO DE LOS APAREJOS DEL BARCO O EMPLEANDO GRUAS DE MUELLE QUE CORREN SOBRE RIELES A LO LARGO DE LOS MUELLES. EN MEXICO SE USA EL PRIMER SISTEMA MENCIONADO, ES DECIR, EMPLEANDO LAS GRUAS DEL BARCO. ASI TAMBIEN PODEMOS DECIR QUE EN NUESTRO PAIS ES FRECUENTE LA MANIOBRA DIRECTA DE BARCO O TRAM O VICEVERSA, LO ANTERIOR NOS DA LAS BASES PARA EL DISEÑO Y MANTENIMIENTO DE LOS MUELLES DE CARGA GENERAL, QUE SERAN:

- 1.- EMPLEO DEL EQUIPO DEL BARCO PARA LAS MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA.
- 2.- EMPLEO DEL EQUIPO FERROVIARIO COMO EQUIPO PORTUARIO, POR LO QUE HAY QUE PREVER EL SISTEMA DE VIAS SOBRE LOS MUELLES

DE LA TABLA 1, SE OBTIENE LA ESORA DEL BARCO DE MAYORES DIMENSIONES QUE ES DEL ORDEN DE 160.00 M, Y CONVIENE DEJAR 20.00 M. EN SUS EXTREMOS PARA TENER LAS ANCHURAS DEL BARCO, POR LO QUE EL TRAMO DE ATRQUE SERIA DE 200.00 MTS. DE LONGITUD.

OBTENCION DE LA CAPACIDAD DE UN TRAMO DE ATRQUE: PARA HACER EL ANALISIS, SE CONSIDERARA UN BARCO TIPO DE ACUERDO CON LOS DATOS DE LA TABLA 1, QUE SON LOS SIGUIENTES:

ESORA	"	160.00 M
ANCHA	"	20.00 M
CALADO	"	9.75 M.
ESCOPIJAS	"	4
CAPACIDAD DE CARGA	"	12,000 TON.

PARA CARGA GENERAL FRACCIONADA SE MANEJAN 120 TON. POR BRIGADA POR DIA (APROX.) COMO EL BARCO DESCRITO DE 4 ESCOPIJAS, PODRAN TRABAJAR A LA VEZ 4 BRIGADAS OBTENIENDO UN RENDIMIENTO DE 480 TON/DIA YA QUE LA CAPACI

DAD DE CARGA DE LA EMBARCACION ES DE 12,000 TCN; EL TIEMPO DE DESCARGA DE LA EMBARCACION SERA:

$$\frac{12,000 \text{ TCN.}}{480 \text{ TCN/DIA}} = 25 \text{ DIAS}$$

SI SE CONSIDERAN 300 DIAS HABILIS AL AÑO:

$$\frac{300}{25} = 12, \text{ QUE SON LAS VECES QUE PODRA UTILIZARSE EL TRAMO DE ATRAQUE AL AÑO.}$$

EL TONELAJE TOTAL ANUAL QUE PUEDE MOVERSE ES DE:

$$12 \times 12,000 = 144,000 \text{ TCN.}$$

LA LONGITUD DEL TRAMO, COMO SE DIJO ANTERIORMENTE ES DE 200.00 M.

$$\frac{144,000 \text{ TCN.}}{200 \text{ MTS.}} = 720 \text{ TCN/AÑO/MTS. DE MUELLE.}$$

ESTE RENDIMIENTO SE CONSIDERA ELEVADO YA QUE NO HEMOS TOMADO EL TIEMPO QUE EL MUELLE PERMANECE INACTIVO; SI SE TOMA UNA EFICIENCIA DEL 70% PARA SU UTILIZACION SE PONDRÁ:

$$720 \times 0.70 = 504 \text{ TCN/AÑO/M. DE MUELLE}$$

CON LA CIFRA OBTENIDA PARA EL RENDIMIENTO DE UN TRAMO PODEMOS -- DETERMINAR LAS NECESIDADES DE AMPLIACION DE MUELLES Y BODEGAS.

ANCHO DEL MUELLE.

EL ESPACIO COMPREDIDO ENTRE LA BODEGA DE TRANSITO Y LA RONDA DE ATROQUE VARIA SEGUN CADA MUELLE EN PARTICULAR, SEGUN LA INTENSIDAD DEL TRAFICO DE MERCANCIAS DE CARGA GENERAL Y EL EQUIPO EMPLEADO EN LA TRANSFEREN--

CTA DE LA CARGA.

EN MEXICO POR TENER QUE MANEJAR GRANDES (PRINCIPALMENTE CEREALES), Y MAQUINARIA, SE HACE NECESARIO OUIDAR CON UN SISTEMA DE VIAS DE FERROCARRIL SOBRE LA PLATAFORMA DE TRABAJO DEL MUELLE, POR LO GENERAL EL NUMERO DE DOS, - UNA DE SERVICIO Y OTRA DE TRONISITO POR LO QUE LA DISTANCIA ENTRE BODEGA Y PAREMIENTO DE MUELLE VARIARA DE 13.00 A 20.00 MFS. DEPENDIENDO TAMBIEN DE LA ESTRUCTURACION DEL MUELLE.

ELEVACION DE LA PLATAFORMA DE TRABAJO.

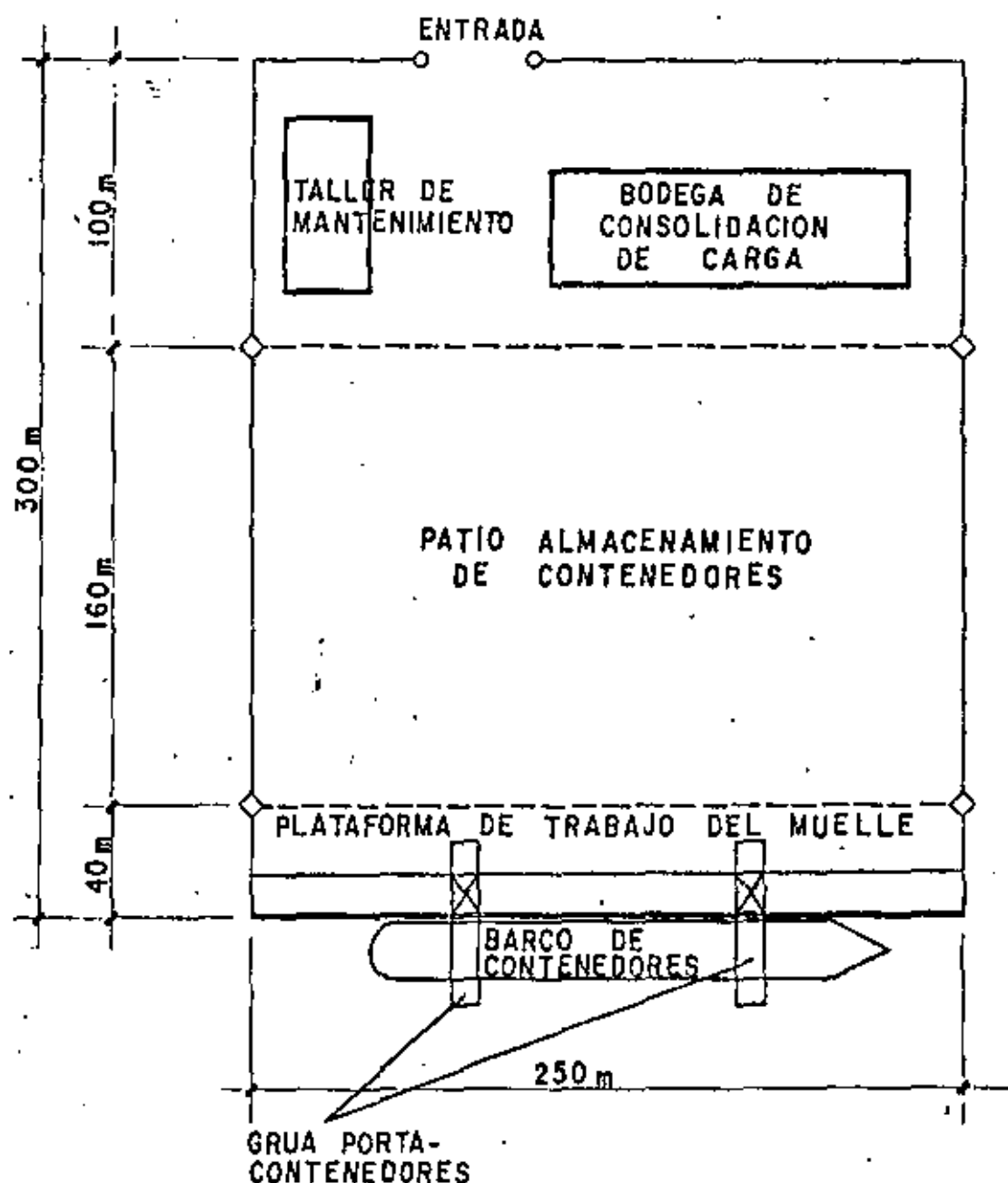
LA ELEVACION DE LA PLATAFORMA DE TRABAJO VARIARA DE LA + 2.00 A LA + 4.00 MFS. DEPENDIENDO DEL LUGAR DE LA COSTA DE QUE SE TRATE, YA QUE ESTA ESTARA EN FUNCION DE LAS MAREAS Y DE LOS DIFERENTES TAMAOS DE BARCOS QUE VAYAN A ATRACAR EN EL MUELLE.

SE ANEJA LA TABLA QUE MUESTRA LAS DIFERENTES ELEVACIONES DE VARIOS MUELLES EN LOS PUERTOS NACIONALES Y SU RELACION CON LA VARIACION DE LAS MAREAS QUE NOS DA UNA IDEA PARA LA ELECCION DE DICHA ELEVACION. (VER APENDICE).

B).- ESTACIONES PARA BARCOS DE CONTENEDORES.

UNA VEZ QUE EL VOLUMEN DE CARGA GENERAL FRACCIONADA LIEGA A TENER UN FLUJO DE CONSIDERACION, DEL ORDEN DE UN MILLON DE TONELADAS, DE LAS CUALES LAS IMPORTACIONES Y EXPORTACIONES SEAN APROXIMADAMENTE DE LA MISMA CANTIDAD, SE RECOMIENDA LA CONSTRUCCION DE UNA TERMINAL PARA EL MANEJO DE CONTENEDORES, CON LO CUAL SE OBTIENE UN AUMENTO DE EFICIENCIA GLOBAL DEL PUERTO, YA QUE EN ESTE TIPO DE INSTALACIONES SE LIEGA A MANEJAR DE 5 A 10 VECES MAS DE CARGA DEPENDIENDO DEL GRADO DE MECANIZACION.

A. CONSTRUCCION MOSTRAMOS LAS DIMENSIONES GENERALES DE UNA TERMINAL DE CONTENEDORES TÍPO, SEÑALADA EN EL DISEÑO. (VER FIGURA 7)



ESPECIFICACIONES DE UNA TERMINAL TIPO

PROFUNDIDAD	- 12.00 m.
LONGITUD DEL MUELLE	250.00 m.
ANCHO	300.00 m.
PATIO ALMACENAMIENTO CONT.	40,000.00 m ²
GRUA PORTA-CONT.	2 de 8'X8'X40'
CAPACIDAD	30 TON.

TERMINAL TIPO PARA CONTENEDORES EN JAPON

C.O., - PARA LOS BARCOS ESPECIALIZADOS PARA EL MANEJO DE LÍQUIDOS Y GRANDES LA DISPOSICIÓN GENERAL SERIA LA QUE SE MUESTRA EN LAS FIGURAS 6 Y 7

3.6.- INSTALACIONES DE ALMACENAMIENTO A CUBIERTO.

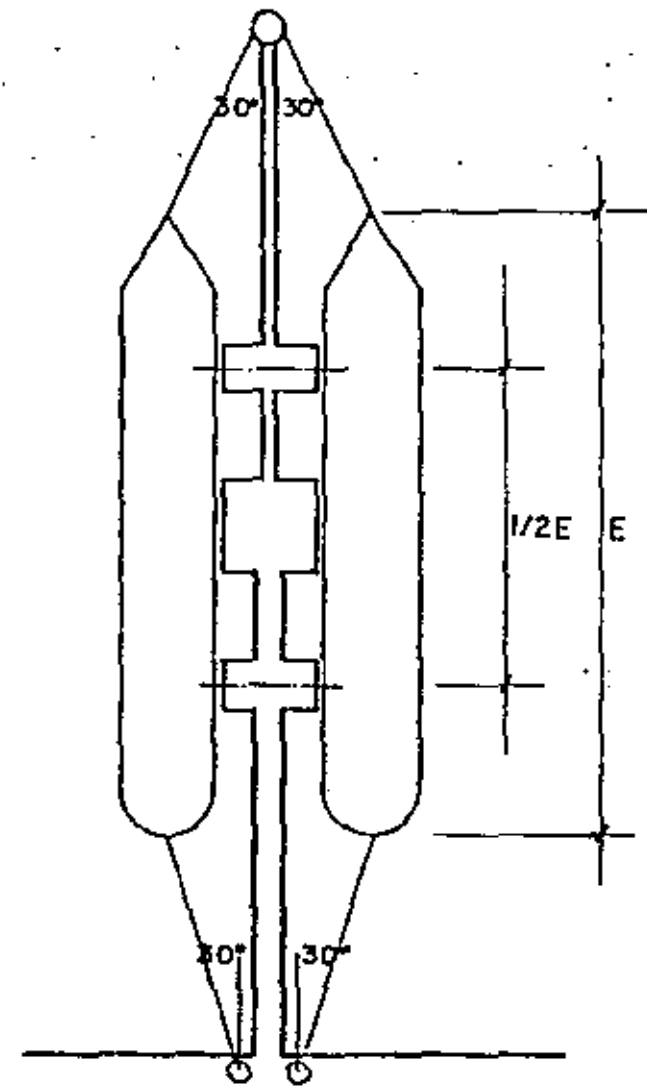
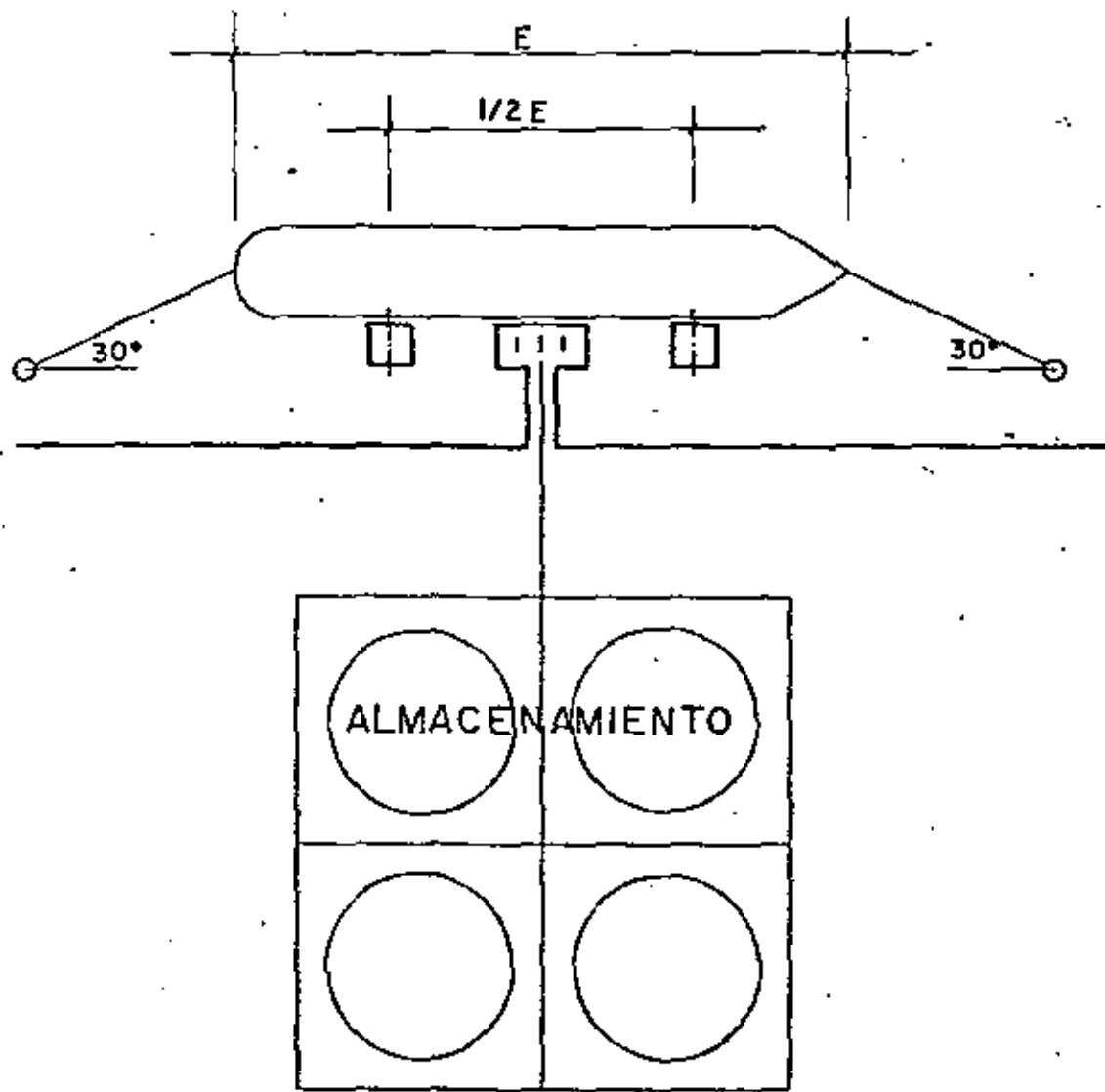
LAS DIMENSIONES DE LAS BOLEGAS DE TRANSITO DEPENDE LA EFICIENCIA EN EL MANEJO DE LAS MERCANCIAS, YA QUE SI ES BAJA, OBLIGARA A DISPOSER DE GRANDES AREAS DE ALMACENAMIENTO QUE REGULAN LA CARGA EN SU PASE POR EL PUERTO. EN MEXICO, EN CIERTOS PUERTOS SE HA REDUCIDO SO A 15 EL TIEMPO LIBRE QUE LAS MERCANCIAS PUEDEN PERMANECER EN LA BOLEGA DE TRANSITO SIN PAGAR ALMACENAMIENTO CON ESTO SE AUMENTO LA EFICIENCIA EN EL MANEJO AUN MAS, ESTE RENDIMIENTO PODRIA AUMENTARSE SI SE REDUCE EL TIEMPO LIBRE A 10 DIAS, PERO HABRIA QUE ESTABLECER BOLEGAS PARA CARGA ESTACIONARIA QUE PERMITIERA RECOLECTAR CARGA PARA FORMAR EL CARGAMENTO EN UNA NAVAL. EN TODO CASO DEBERIAN EXISTIR BOLEGAS DE TRANSITO YA QUE LAS VELOCIDADES DE CARGA Y DESCARGA DE LAS EMBARCACIONES Y DE LOS TRANSCOTES TIENEN DIFERENCIAS NOTABLES. PARA DIMENSIONAR UNA BOLEGA DE TRANSITO ES NECESARIO QUE ESTA ADMITA LA TOTALIDAD DE LA CARGA QUE TRANSPORTE LA EMBARCACION QUE COMUNMENTE FRECUENTE EL PUERTO, O QUE SE ESPERA EN UN FUTURO, SIEMPRE CONSIDERANDO CONDICIONES NORMALES DE OPERACION EN CUANTO A QUE SEA UN CIRCUITO CONTINUO:

PARA OBTENER LAS DIMENSIONES GENERALES, PRIMERO ENCONTRAREMOS EL AREA TOTAL (AT) NECESARIA. LOS DATOS DE QUE SE DISPONE SON LOS SIGUIENTES:

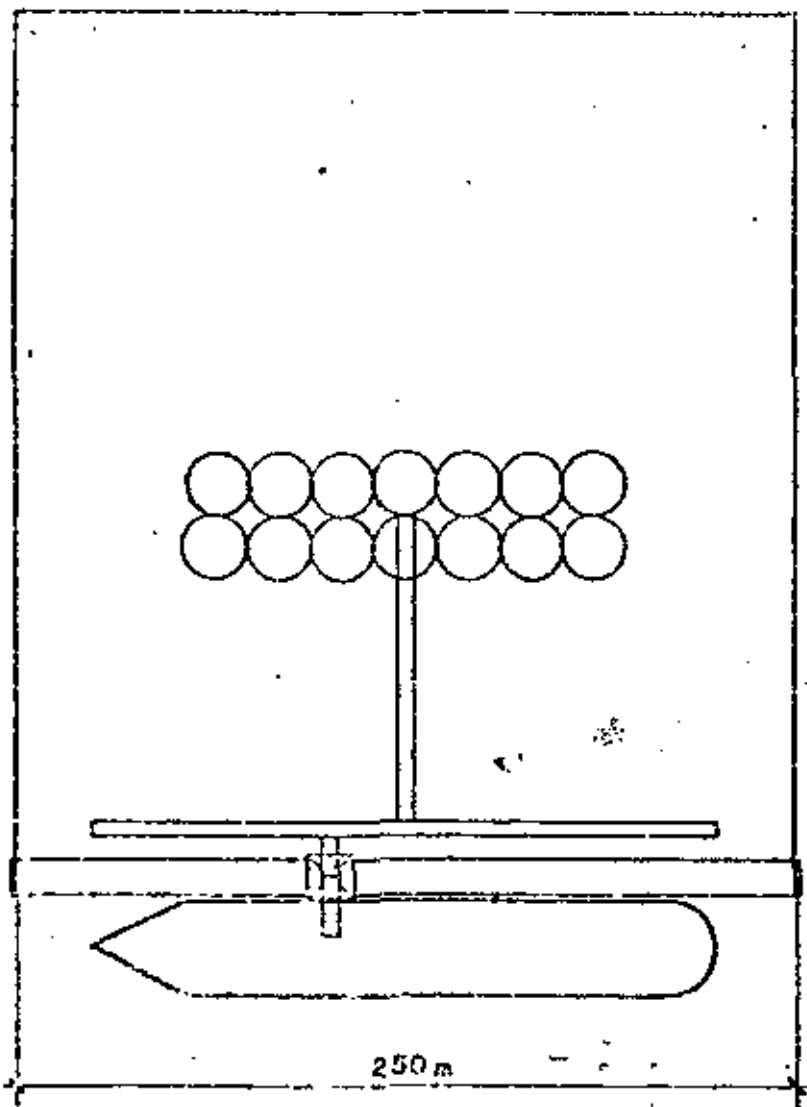
- C = CARGA TOTAL QUE TRANSPORTA LA EMBARCACION (TON.)
- D = DENSIDAD MEDIA DE LA CARGA (TON/M³)
- R = CAPACIDAD DE CARGA DEL PISO DE LA BOLEGA (TON/M²)
- H = ALTURA DE ESTIBA

LA ALTURA DE ESTIBA SE FIJA EN FUNCION DEL TIPO Y ESTADO DE LAS MARCHAS Y ARIAS DEL EQUIPO DE QUE SE DISPONGA (SERVICIOS DE HORQUILLAS, ETC.) POR LO QUE:

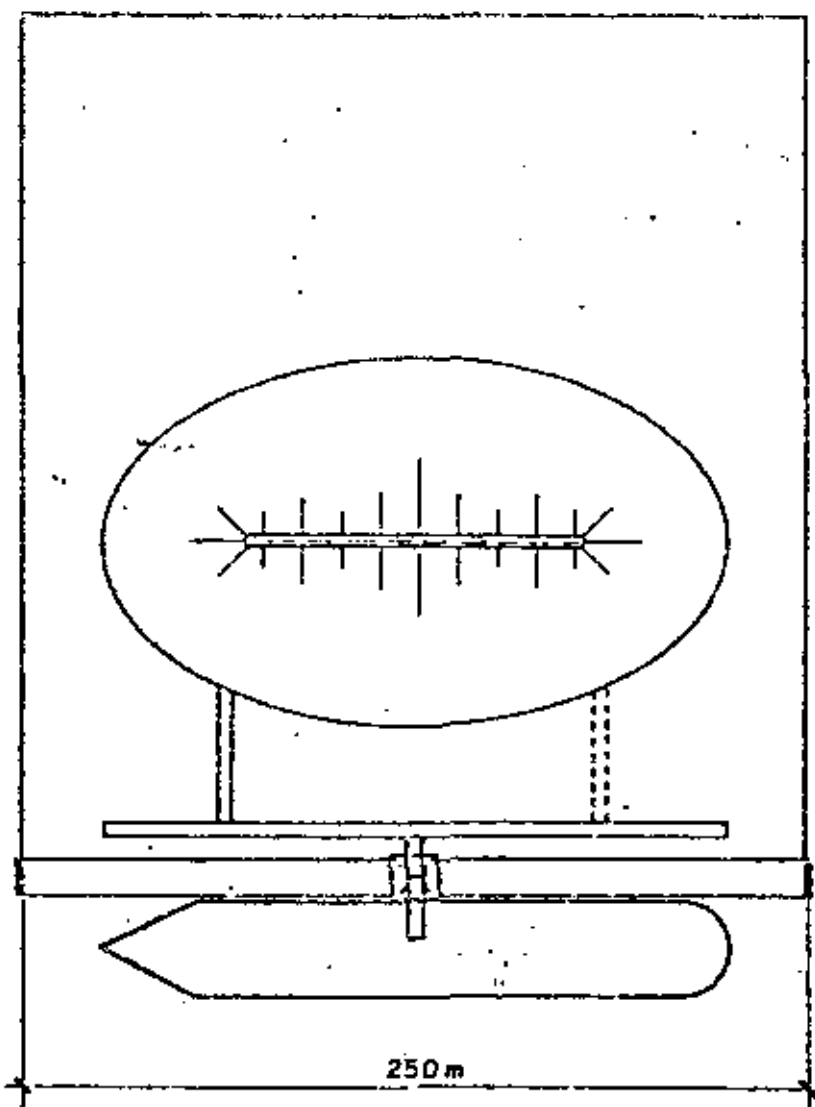
$$H = \frac{R}{D} \quad (1)$$



MUELLES TIPO PARA
MANEJO DE LIQUIDOS



MUELLE PARA EL MANEJO
DE GRANELES



MUELLE PARA EL MANEJO
DE MINERAL

MUELLES TIPO PARA MANEJO DE GRANELES SECOS

EN LA BODEGA SE CONSIDERA EL 30% DEL AREA TOTAL PARA CIRCULACION POR LO QUE:

$$AT = 1.3 A. \text{ NETA} \text{ --- (2)}$$

$$Y A. \text{ NETA} = \frac{C}{D \cdot H} \text{ --- (3)}$$

DE (2) Y (3)

$$C = \frac{AT}{1.3} \text{ --- (4)}$$

SUBST. 91) EN (4)

$$\frac{C}{D \cdot H} = \frac{AT}{1.3} \text{ DESPEJANDO AT}$$

$$AT = \frac{1.3 C}{D \cdot H} \text{ --- (5)}$$

FIJADA EL AREA TOTAL NECESARIA QUEDA POR DETERMINAR LA LONGITUD Y ANCHO CONVENIENTES.

ES RECOMENDABLE QUE LA LONGITUD DE LA BODEGA COINCIDA APROXIMADAMENTE CON LAS ESCOTILLAS DE LA EMBARCACION, QUE PARA NUESTRO CASO, Y DE ACUERDO CON LA TABLA No. , LA ESIORA DE UN BARCO DE CARGA GENERAL ES DE 160.00 SIENDO 3/4 PARTES APROXIMADAMENTE DE LA ESIORA, EL ESPACIO QUE OCUPAN LAS ESCOTILLAS, ESTO ES $0.75 \times 160.00 = 120.00 \text{ M}$, QUE SERIA LA LONGITUD RECOMENDABLE DE LA BODEGA DE TRANSITO.

EN NUESTRO CASO, UNA BODEGA DE TRANSITO TENDRIA LAS SIGUIENTES DIMENSIONES:

$$C = 12000 \text{ TON. (OBTENIDO DE LA TABLA No.)}$$

$$D = 0.800 \text{ TON/M}^3 \text{ (DENSIDAD MEDIA SOPORTE)}$$

$$H = 4.50 \text{ M (ALTURA DE ESTIBA CON EQUIPO)}$$

SUSTITUYENDO EN (5)

$$AT = \frac{1,3 \times 1200}{0,200} = 4.333 \text{ M2}$$

CONSIDERANDO 120.00 M. DE LONGITUD DE BODEGA SE TIENE:

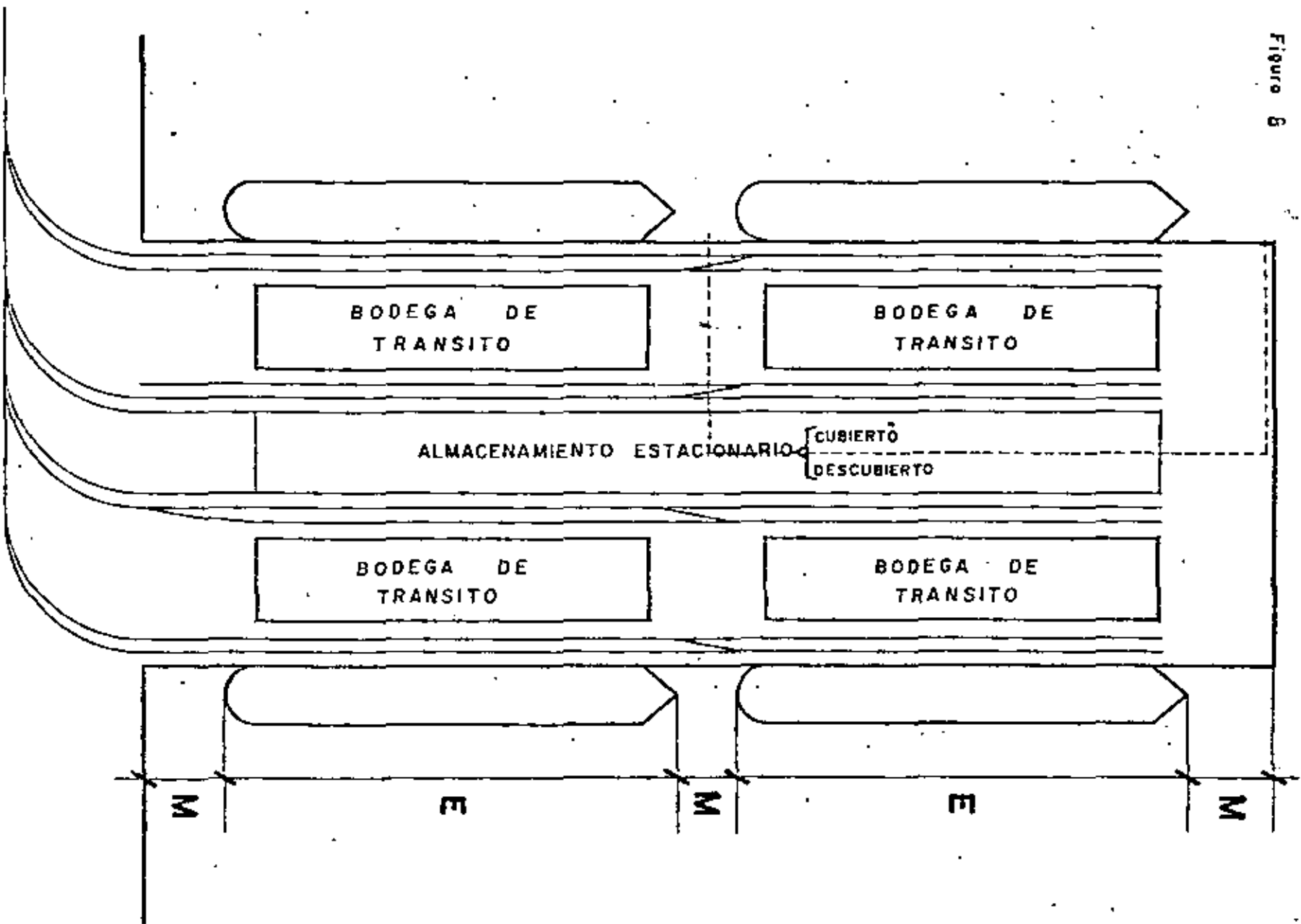
$$\text{ANCHO BODEGA} = \frac{4333 \text{ M2}}{120 \text{ M.}} = 36 \text{ M}$$

PARA ESTUDIAR EL FUNCIONAMIENTO DE UNA BODEGA DE TRANSITO, SE PUEDE APLICAR POR EJEMPLO EL METODO DE LA "CURVA DE MASAS", CON EL OBJETO DE OBTENER RESULTADOS UTILES Y FACILMENTE APLICABLES A LAS OPERACIONES DE MOVIMIENTO DE CARGA EN UNA TERMINAL MARITIMA, AL APLICAR ESTE METODO, SE TRATA DE COMPARAR EL FUNCIONAMIENTO DE UNA BODEGA DE TRANSITO CON EL DE UNA EMPRESA DE ALMACENAMIENTO, PROCURANDO RELACIONAR ENTRE ELLOS EL MAYOR NUMERO DE PROPIEDADES; REGIMEN DE ENTRADA, VOLUMEN ALMACENADO, REGIMEN DE SALIDAS, ETC. CON ESTE METODO ES POSIBLE DETERMINAR:

ZONAS Y EPOCAS EN QUE YA HAYIDO DEFICIENCIAS. RESULTA MAS ECONOMICO ESTUDIAR EN ESTA FORMA Y MEJORAR LOS SISTEMAS DE OPERACION QUE CONSTRUIR NUEVAS INSTALACIONES QUE TRABAJEN CON EFICIENCIAS BAJAS. CUANDO LA BODEGA ES INSUFICIENTE, SE PUEDE DETERMINAR EL VOLUMEN SOBANTE Y LA CAPACIDAD DE LAS NUEVAS INSTALACIONES PARA ABSORBERLO, CON LO CUAL OBTIENEMOS DATOS PARA EL PROYECTO DE PATIOS DE ALMACENAMIENTO O BODEGAS PARA CARGA ESTACIONARIA. VEA FIGURAS 8 Y 9.

3.7.- ENLACE ENTRE EL TRANSPORTE TERRESTRE Y MARITIMO.- VIAS DE FERROCARRIL. ACCESOS CARRETEROS.

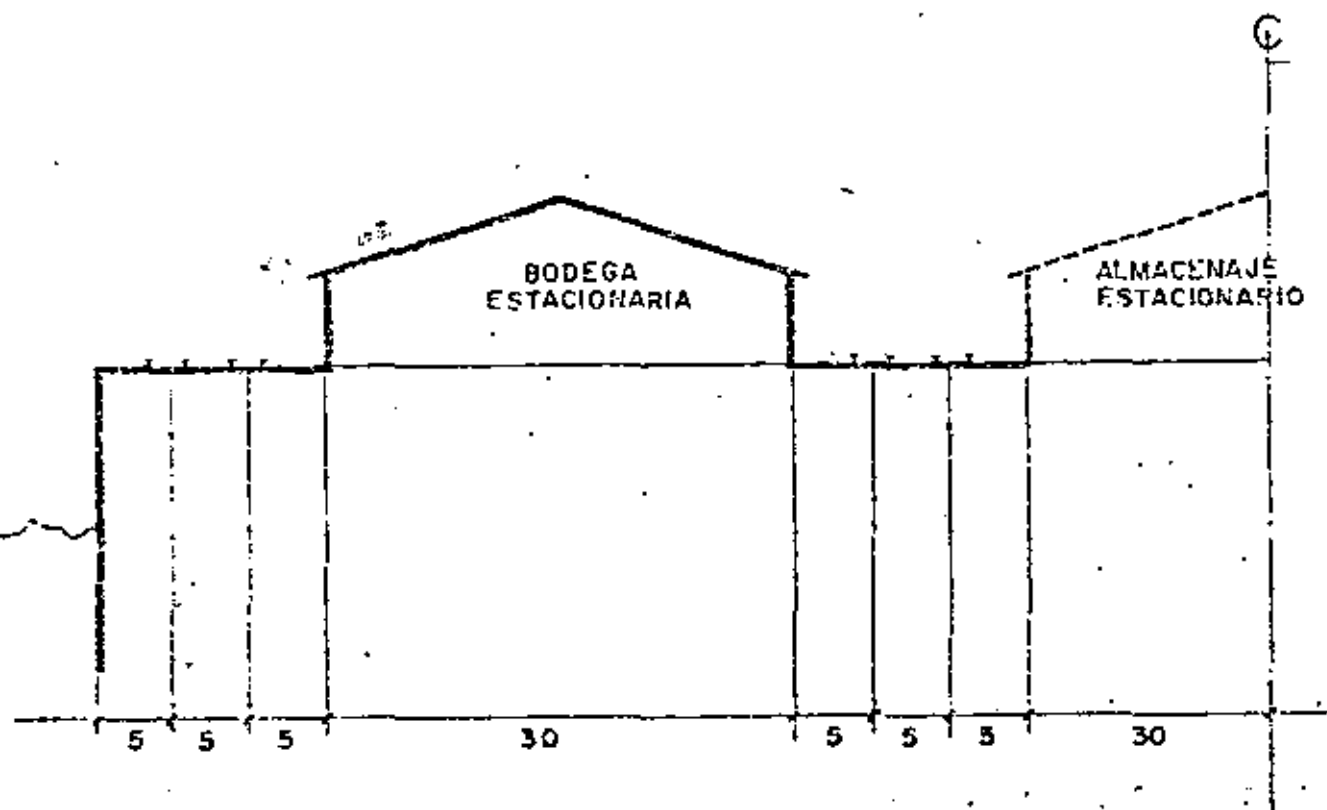
VIAS DE FERROCARRIL.- EL PUERTO DEBERA CONTAR CON SU PATIO DE VIAS (SUBESTACION), INDEPENDIEMENTE DEL QUE EXISTIA EN LA LOCALIDAD, EN DICHO PATIO SE SELECCIONARAN Y ALMACENARA EL SECTO FERROVIARIO Y DE ALLI SE DISTRIBUIRA A LAS BODEGAS O A LOS TRAYECOS DE ATRAQUE SI EL MOVIMIENTO DE CARGA ES DIRECTO DE TREN A BARCO, DE ACUERDO CON ESTE SISTEMA, UNA POSIBLE DISPOSICION DE VIAS DE FERROCARRIL SERIA COMO SE APMUEA EN LAS FIGURAS.



DISPOSICION DE INSTALACIONES EN

MUELLES EN ESPIGON

SECCION TRANSVERSAL
DE UN MUELLE



ACCESO CARRETEROS.- ES INDISPENSABLE PREVER EN LOS ANALISIS DE PLANNACION DE DEJAR ESPACIO NECESARIO PARA LOS ACCESOS CARRETEROS Y QUE ESTOS NO SEAN INVADIDOS, YA QUE ESTAS INVACIONES HAN PROVOCADO EN LA MAYORIA DE LOS PUERTOS DEL PAIS LOS CUELLOS DE BOTELLA QUE VAN EN DETRIMENTO DE LAS OPERACIONES DEL PUERTO.





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

ROMPE OLAS

ING. MIGUEL ANGEL VERGARA

AGOSTO, 1979.



ROMPEOLAS

1.- Introducción:

Las estructuras exteriores de un puerto, corresponden a aquellas que protegen al mismo contra la invasión o acceso de sedimento acarreado a lo largo de la costa y -- contra la incidencia del oleaje para permitir condiciones de agitación apropiadas en las zonas de operación; canal de acceso, dársenas de maniobras, y en zonas de carga y - descarga (muelles).

El nombre de estas estructuras en general se denominan "Ropeolas", sin embargo, existe alguna diferencia con las estructuras que se construyen en las bocas de los --- ríos o entradas a lagunas con fines de encauzamiento de - corrientes para proteger un canal o evitar la formación - de bajos, y que reciben el nombre de "Escolleras".

Independientemente del nombre, rompeolas o escolleras, los factores que intervienen en el proyecto y diseño de - las mismas son prácticamente los mismos; por lo que a con tinuación se hablará simplemente de rompeolas.

2.- Tipos de Rompeolas.

De acuerdo a su forma, los rompeolas se clasifican - en verticales, a talud y mixtos.

Del punto de vista estructural los rompeolas pueden-

ser rígidos, semirígidos y flexibles.

Las estructuras rígidas y semirígidas figura N° 1 -- son normalmente de paramento vertical construidas de cajones de concreto, celdas de tablaestaca, o bloques de concreto. Este tipo de estructuras, se emplean generalmente en zonas de grandes profundidades, que independientemente de la acción fuerte de oleaje rompiente y de la erosión - al pie de las mismas causada por la alta reflexión, presenta ventajas importantes, tales como:

- a).- La separación de los extremos mas pequeños, lo que implica un acceso de energía de --- oleaje menor y en consecuencia menor agitación.
- b).- La parte interior puede ser empleada para amarre de embarcaciones.
- c).- Mantenimiento prácticamente nulo.
- d).- Ante la escasez de piedra a distancias de acarreo económicas, es mas propio construir este tipo de obras.

Las estructuras flexibles, figura N° 2. Son a talud y construidas de enrocamiento, sujetas a la acción del -- oleaje que con el tiempo va adaptandola a un perfil estable.

En México, excepcionalmente se han construido rompeolas de tipo rígido o semirígido, lo cual se justifica por la existencia de roca natural a distancias de acarreo eco

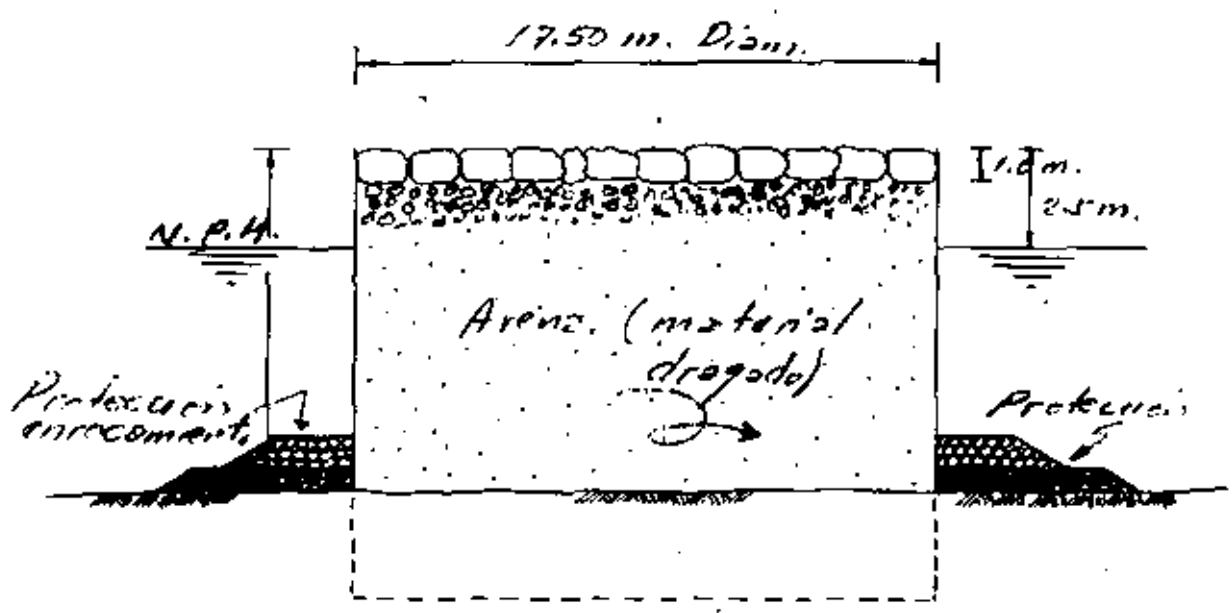


Fig. No 1. a) - Rompedor de tabla estaca metálica.

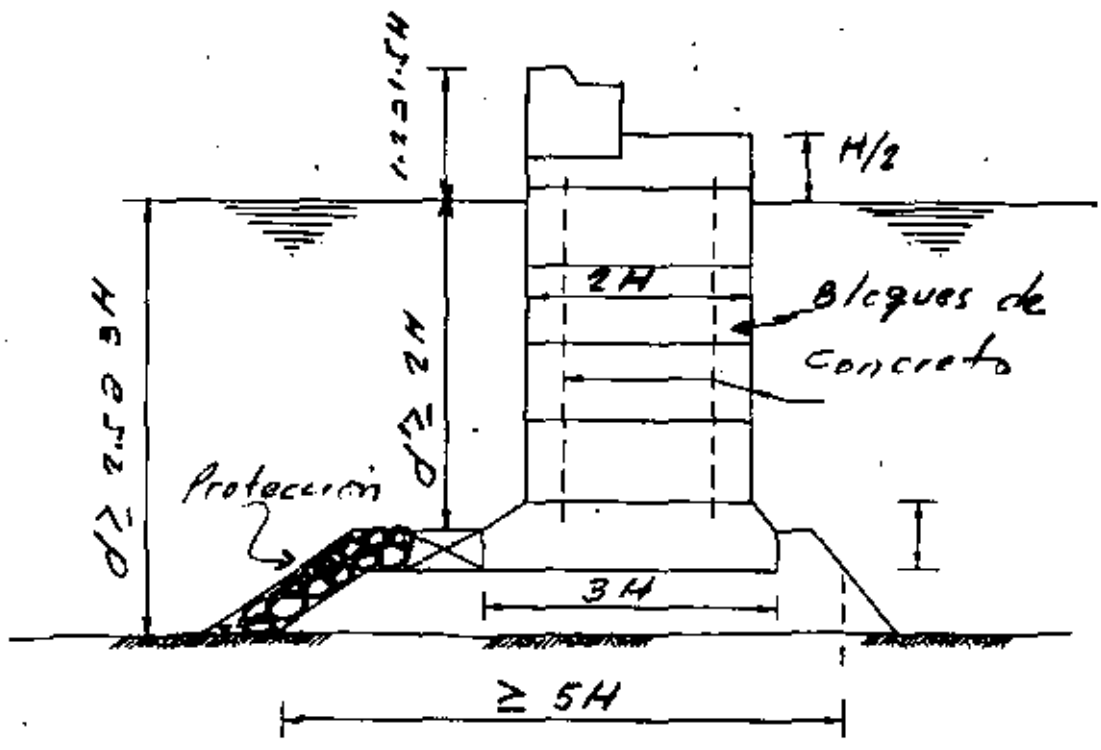


Fig. No 1. b) - Rompedor con bloques de concreto.

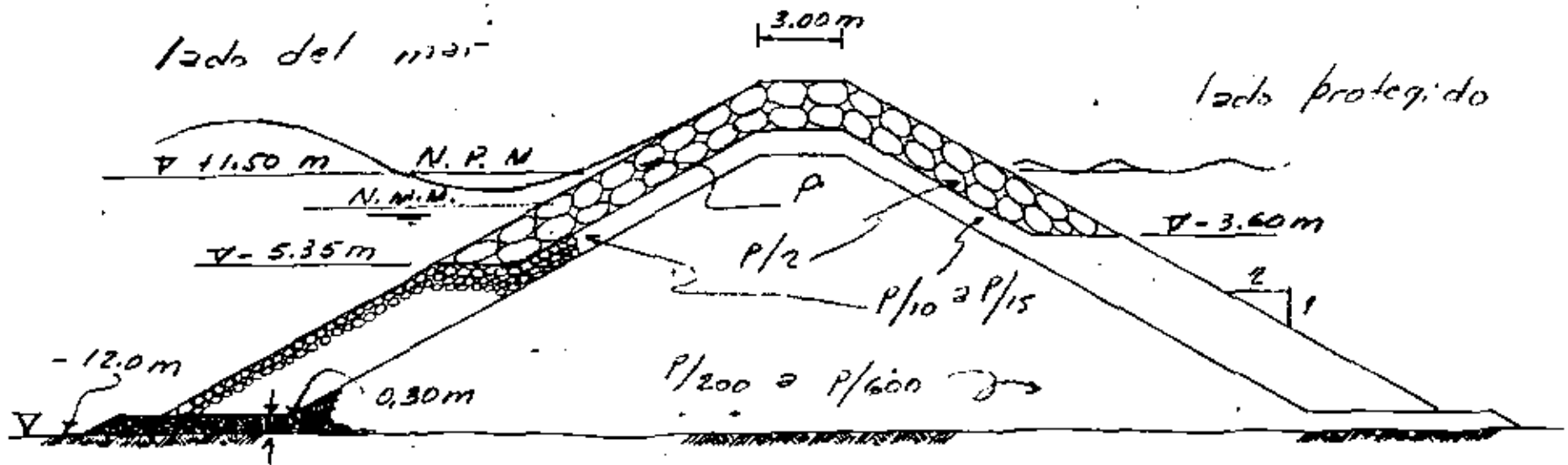


Figura No 2: Remplazo de enrocamiento

5

nómicas y a la facilidad de construir elementos de concreto en sustitución de los elementos mas pesados de una obra de enrocamiento; por lo anterior, en este curso, se tratarán exclusivamente los rompeolas flexibles.

3.- Rompeolas de Enrocamiento.

Un rompeolas de enrocamiento normalmente tiene una formación como la indicada en la figura N° 3, en la que en términos generales se puede decir que contiene tres zonas; el núcleo, la capa intermedia y la coraza.

En la figura N° 4, se muestra un diagrama de factores que interviene en el diseño de estas estructuras, mismos que serán tratados a continuación.

4.- Diseño de Rompeolas de Enrocamiento.

4.1.- Ubicación.

Antes de tratar en detalle de cada uno de los factores de diseño, es conveniente hacer mención de otros factores que intervienen en el trazo de ubicación de los rompeolas ya que éstos deberán proporcionar un acceso segura y proteger el área necesaria para cualquier condición de oleaje incidente. Bajo estas dos condiciones, es importante dimensionar la separación entre los rompeolas, procurando que sea la menor distancia en cuanto al permitir la in

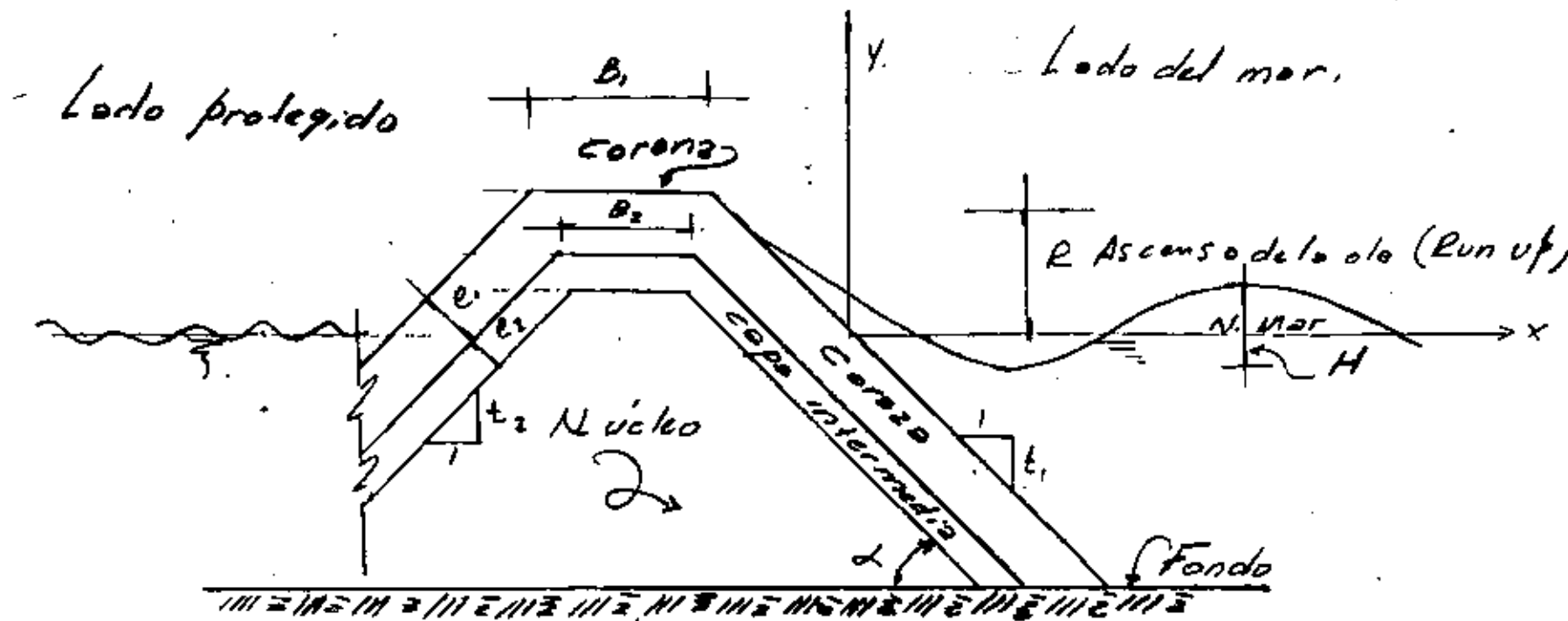
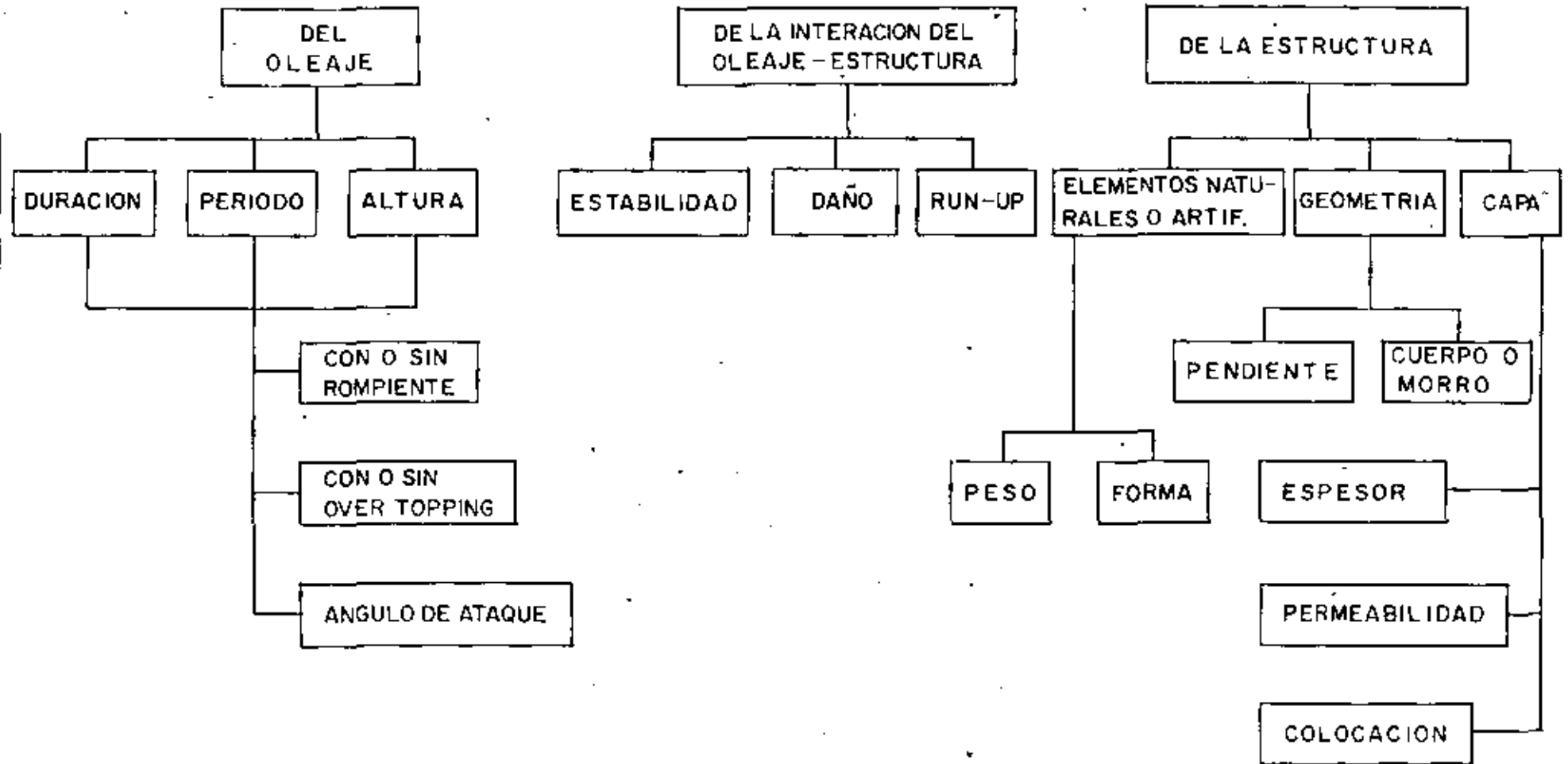


FIG. N.º 3. SECCION DE UN RODAPILA DE ENROCAMIENTO
 (PARTES QUE LA CONSTITUYEN)

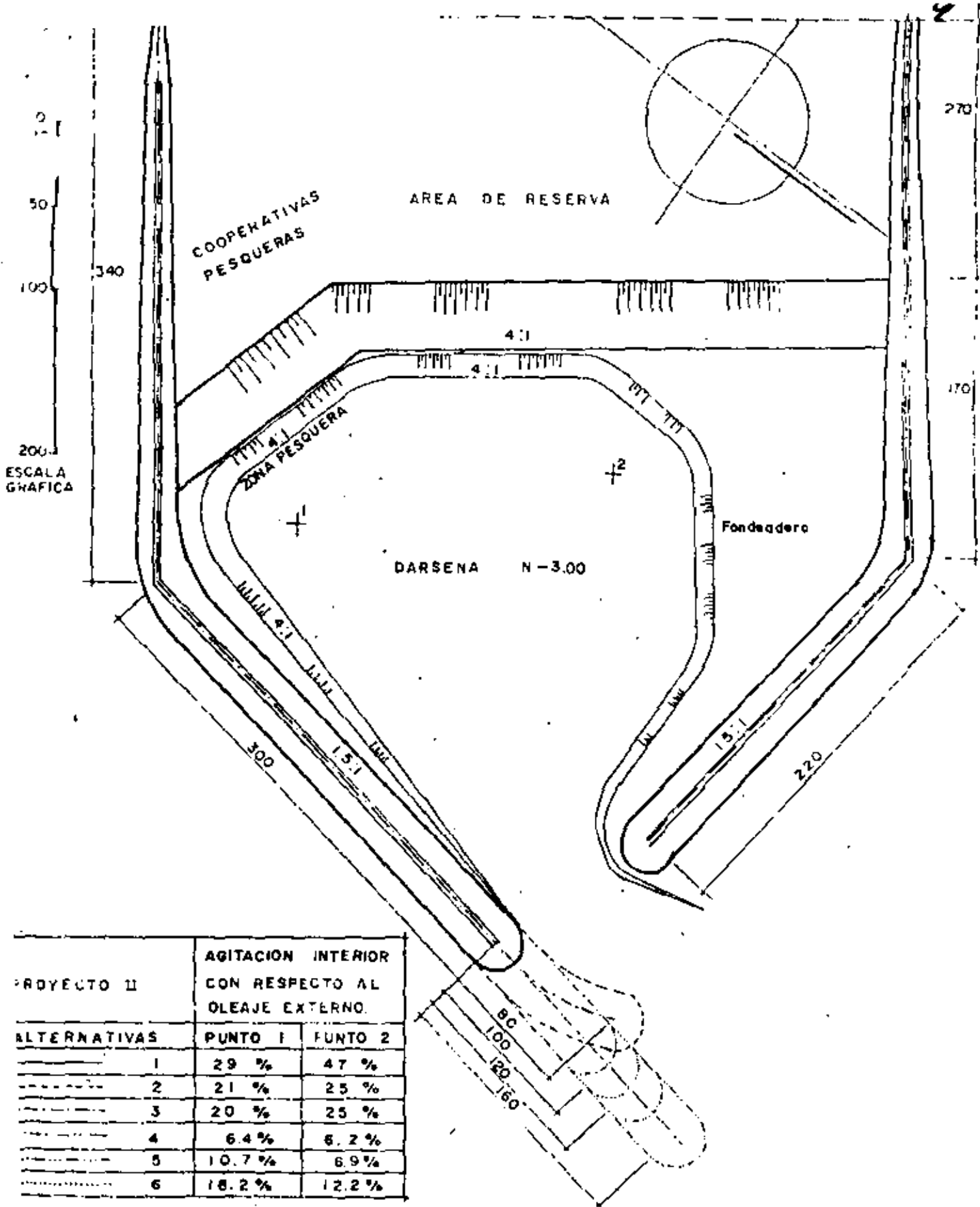
FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO DE ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO.



roducción de una cierta energía de oleaje, -- pero al mismo tiempo, lo suficientemente amplia para permitir el acceso seguro de las embarcaciones, y en su caso admitir también el acceso del prisma de marea necesario. Por otra parte, deberá buscarse la misma longitud para efectos de costos, pero al mismo tiempo con mayor capacidad de retención de sedimento playero.

Lo anterior implica tomar en consideración los factores que a continuación se anotan

- a).- Oceanográficos
 - . Oleaje (dirección, frecuencia, altura y periodos)
 - . Corrientes (de marea, y litorales)
- b).- Meteorológicos
 - . Vientos (Dirección, frecuencia, velocidad)
- d).- Fondo marino
 - . Batimetría
 - . Sedimentos (granulometría, densidad)
 - . Resistencia
- e).- Refracción (variación de la altura e incidencia del oleaje)
- f).- Transporte de Sedimentos
 - . Gasto sólido
 - . Dirección del transporte
- g).- Embarcaciones
 - . Dimensiones



PROYECTO II	AGITACION INTERIOR CON RESPECTO AL OLEAJE EXTERNO.	
	PUNTO 1	PUNTO 2
1	29 %	47 %
2	21 %	25 %
3	20 %	25 %
4	6.4 %	8.2 %
5	10.7 %	8.9 %
6	18.2 %	12.2 %

Figura N° 5

ESTUDIO DE AGITACION
EN EL PROYECTO II DEL
PUERTO DE SAN FELIPE P.C.

- . Acceso con o sin remolque

h).- Dársenas

- . Dimensiones y ubicación

i).- Canal de navegación

- . orientación,

- . ancho

- . profundidad

4.2.- Diseño

En el apéndice primero, se hace una exposición de los parámetros más importantes que intervienen en el diseño de un rompeolas bajo el concepto de estabilidad, teniendo como objetivo final el calcular el peso de los elementos, -- mismo que aque se obtendrá aplicando la ecuación de R. Y. Hudson.

4.2.1.- Altura de ola de diseño

Dependiendo de la profundidad zona de la estructura, el morro (extremo hacia el mar) o el cuerpo, se definirá si se diseñará bajo la acción de un oleaje rompiente o nó.

Para el caso de profundidades muy pequeñas, los oleajes son controlados por la profundidad, es decir, que para una pendiente del fondo marino y una profundidad dada, habrá una altura de ola máxi-

ma rompiente, aún cuando alturas de olas mayores se presenten en aguas más profundas, mismas que romperán antes que aquella.

De lo anterior, conviene entonces cuantificar la altura máxima rompiente que supuestamente actuará sobre la estructura, para lo cual se emplea la ecuación:

$$H_b = \frac{d_s}{\beta - m \cdot Z_p}$$

siendo H_b , la altura de la ola rompiente (de tipo violenta)

d_s , es la profundidad al pie de la estructura

β , es la relación de la profundidad a la que comienza a romper la ola (d_b) a la altura (H_b), d_b/H_b

m , es la pendiente del fondo marino

Z_p , es igual a la relación de la distancia (X_p) desde el pie de la obra hasta donde comienza a romper el oleaje a la altura (H_b); X_p/H_b

La solución de la anterior ecuación, se obtiene con la ayuda de la gráfica de la figura N° 6 después de conocido el período de la ola (obtenido de datos estadísticos o de predicción).

Para el caso de profundidades mayores, implicará que el oleaje incidente puede

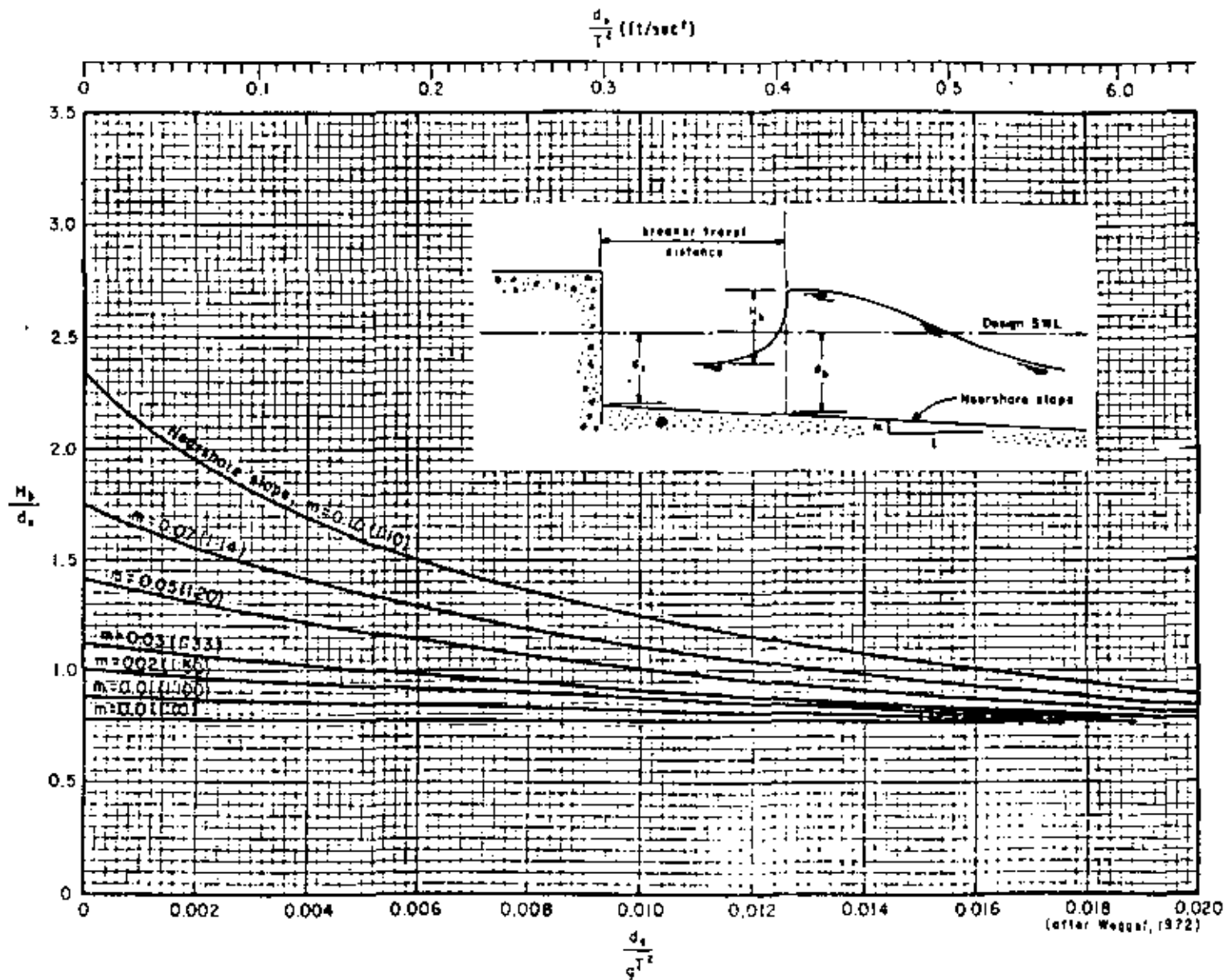


Fig. No. 6 - Dimensionless Design Breaker Height Versus Relative Depth of Structure

fundidad, se emplearán datos estadísticos que proporcionen la altura significativa H_s , (es el promedio del tercio superior) misma que estará en función de la frecuencia de ocurrencia, la que a su vez dependerá de la ocurrencia del factor generador, que en este caso es el viento de origen ciclónico.

Frecuentemente, con una razonable exactitud, la variación de las alturas de olas de un tren de olas generado por un ciclón, se describe bajo una distribución teórica que sigue el modelo de Rayleigh, la cual se describe por

$$P(H) = e^{-2 \left(\frac{H}{H_s} \right)^2}$$

siendo $P(H)$, la probabilidad de excedencia de la altura de la ola H .

H_s , es la altura significativa del tren.

e , es la base de los logaritmos naturales.

Los valores de $P(H)$ contra $\frac{H}{H_s}$, son obtenidos de la gráfica de la figura N° 7.

El valor de H_s en base a la distribución de Rayleigh es obtenida de la forma siguiente

donde $H_s = 1.414 H_r$

$$H_r = \sqrt{\frac{\sum H_i^2}{N}} = \text{factor de energía}$$

o no romper, y si esto último ocurre no será por la afectación del fondo sino por inestabilidad de la relación de esbeltez $\gamma = H/L$ siendo H , la altura de la ola y L la longitud de la misma a la profundidad d .

El valor límite γ_L , para una profundidad relativa $0.1 < \frac{d}{L} < 0.4$ es dada por la expresión

$$\gamma_L = 0.14 \operatorname{tgh} 2 \sqrt{\frac{d}{L}}$$

La acción de este oleaje (rompiente) es evidentemente de efectos distintos que el oleaje rompiente controlado por profundidad, siendo su mayor efecto para taludes de pendientes mayores a 1:3, donde las fuerzas críticas sobre los elementos de la coraza ocurren en el desconsenso de la ola, y para pendientes nuevas, la situación crítica se presenta cuando la ola asciende. La zona de daño ocurre en las inmediaciones del nivel medio del mar.

Para cuando la ola rompe controlada por profundidad, su efecto es más desfavorable para la estabilidad de la estructura, siendo la zona de daño la parte sumergida y al pié de la estructura si el fondo es erosionable.

Entonces pues, para seleccionar la altura de la ola no controlada por la pro--

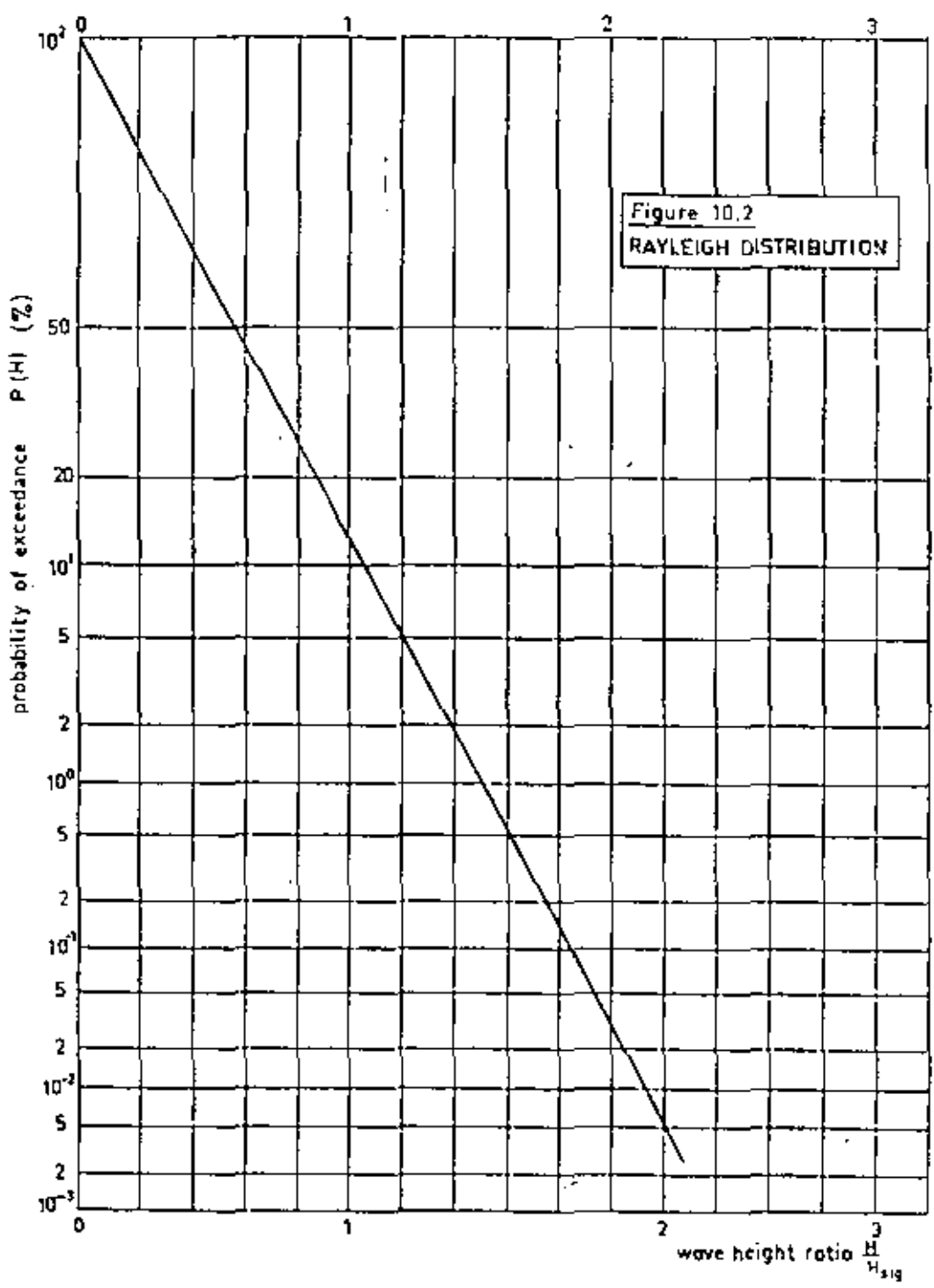


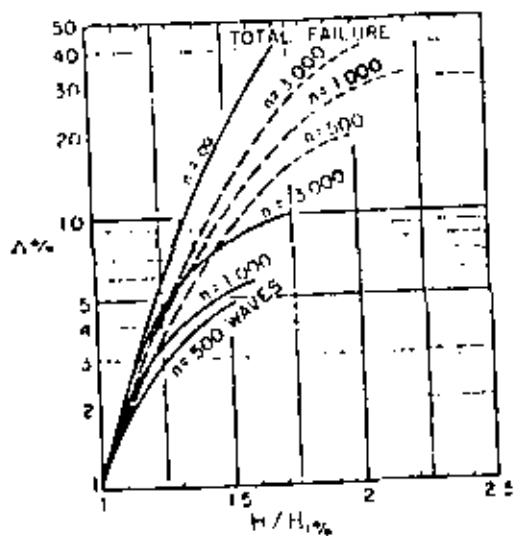
Fig. No: 7. DISTRIBUCION DE RAYLEIGH.

siendo H_1 , las alturas de las olas del
tren estudiado y
 N , el número de olas.

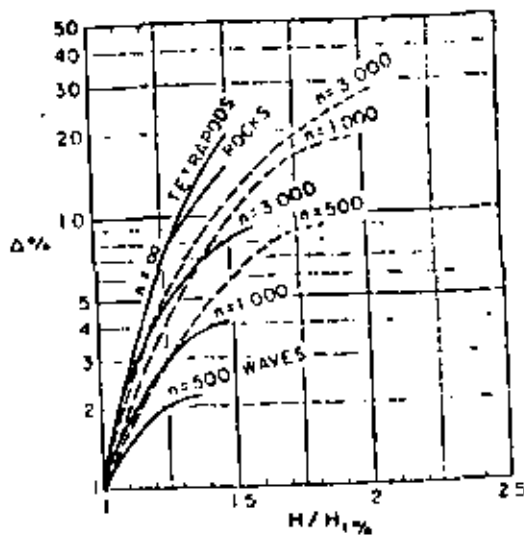
Adicionalmente a los conceptos descri--
tos para la selección de la altura de la
ola, deben tomarse en consideración la-
selección del daño permisible y la dura-
ción de la tormenta que generará la altu-
ra H de diseño.

De lo anterior, si se desea diseñar una
estructura que no requiera reparaciones
durante su vida útil, se recomienda se-
leccionar un daño inferior al 5%. En
caso contrario se puede adoptar un daño-
del 10% previendo reparaciones despues-
de cada tormenta que cause dicho daño.

Por otra parte, seleccionada la frecuen-
cia de tormenta (tiempo de recurrencia)
que produzca la altura de diseño H , así
como la duración y características de -
la misma, de manera que si la tormenta
es de procedencia local y de corta dura-
ción el efecto del oleaje se puede rela-
cionar con el producido por un oleaje -
periódico de altura igual a H_5 y puede-
usarse las curvas $n = \dots$ de la figura -
Nº 8. Cuando la tormenta no es local,
se recomienda utilizar las curvas de la
figura Nº 8 con su respectiva duración-
y la relación de $H/H_{1\%}$, $H_{1\%}$ correspon

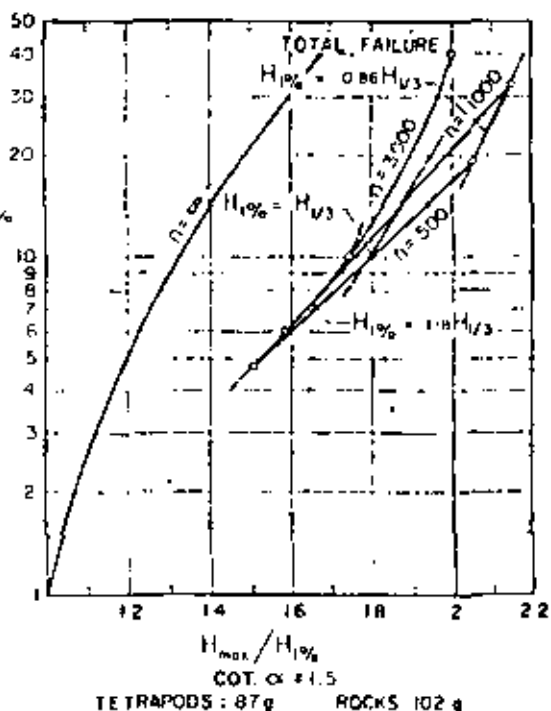


Cot. $\alpha = 1.5$
 - - - $H_{1\%} = 0.86 H_{1/3}$ - - - Extrapolated
 - - - $H_{1\%} = 1.18 H_{1/3}$
 Tetrapod 87g - Rocks 102g - $T = 1.58$ sec.

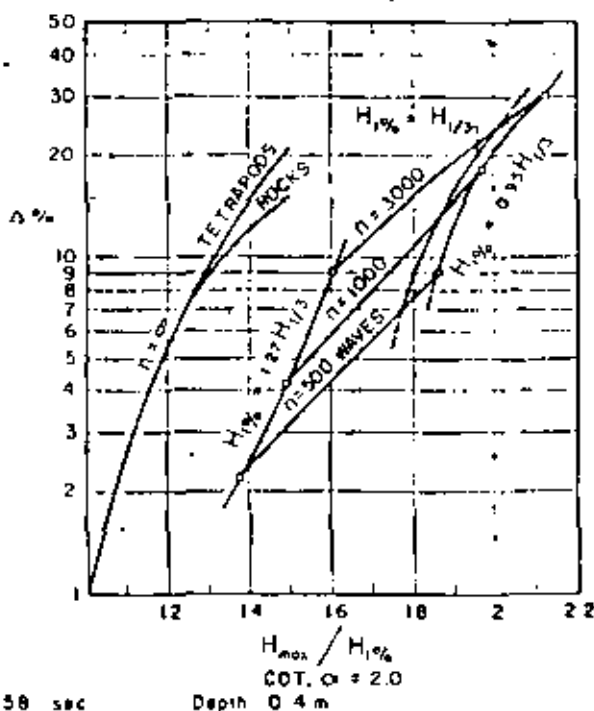


Cot. $\alpha = 2.0$
 - - - $H_{1\%} = 0.95 H_{1/3}$
 - - - $H_{1\%} = 1.27 H_{1/3}$
 Depth 0.4 m.

DAMAGE FUNCTIONS FOR ROCKS AND TETRAPODS
INFLUENCE OF SWELL DURATION



TETRAPODS: 87g ROCKS 102g $T = 1.58$ sec



Cot. $\alpha = 2.0$
 Depth 0.4 m.

RUBBLE-ROUND BREAKWATER

Fig. 16 B: TOTAL DAMAGE FOR DIFFERENT DURATION SWELLS

de a la altura de la ola con el 1% de daño (para otros autores equivale a la altura sin daño).

4.2.2.- Angulo de ataque del oleaje

La orientación del rempeolas en relación al oleaje incidente contribuye en la selección de las características de la ola de diseño, pues conociendo la frecuencia de ocurrencia y las variaciones del oleaje por efecto de refracción indicarán el grado de ocurrencia y el amortiguamiento o concentración de energía del oleaje sobre cada una de las partes de la estructura, permitiendo establecer en consecuencia el diseño por Zonas.

En la figura No. 9, se muestra a través de diagrama de refracción para la dirección del oleaje más fuerte arribando a la estructura ^Y las puntas de mayor concentración de energía:

4.2.3.- Dimensionamiento Geométrico de la - - - sección.

En la figura No. 3, se muestran los elementos que constituyen una sección.:

a).- Elevación de la corona.

Los factores que influyen para determinar la elevación de la corona de la estructura son: -- los métodos constructivos y el grado de agitación que pueda -- producir el rebaso de la ola -- (Cvertopping) sobre la corona.

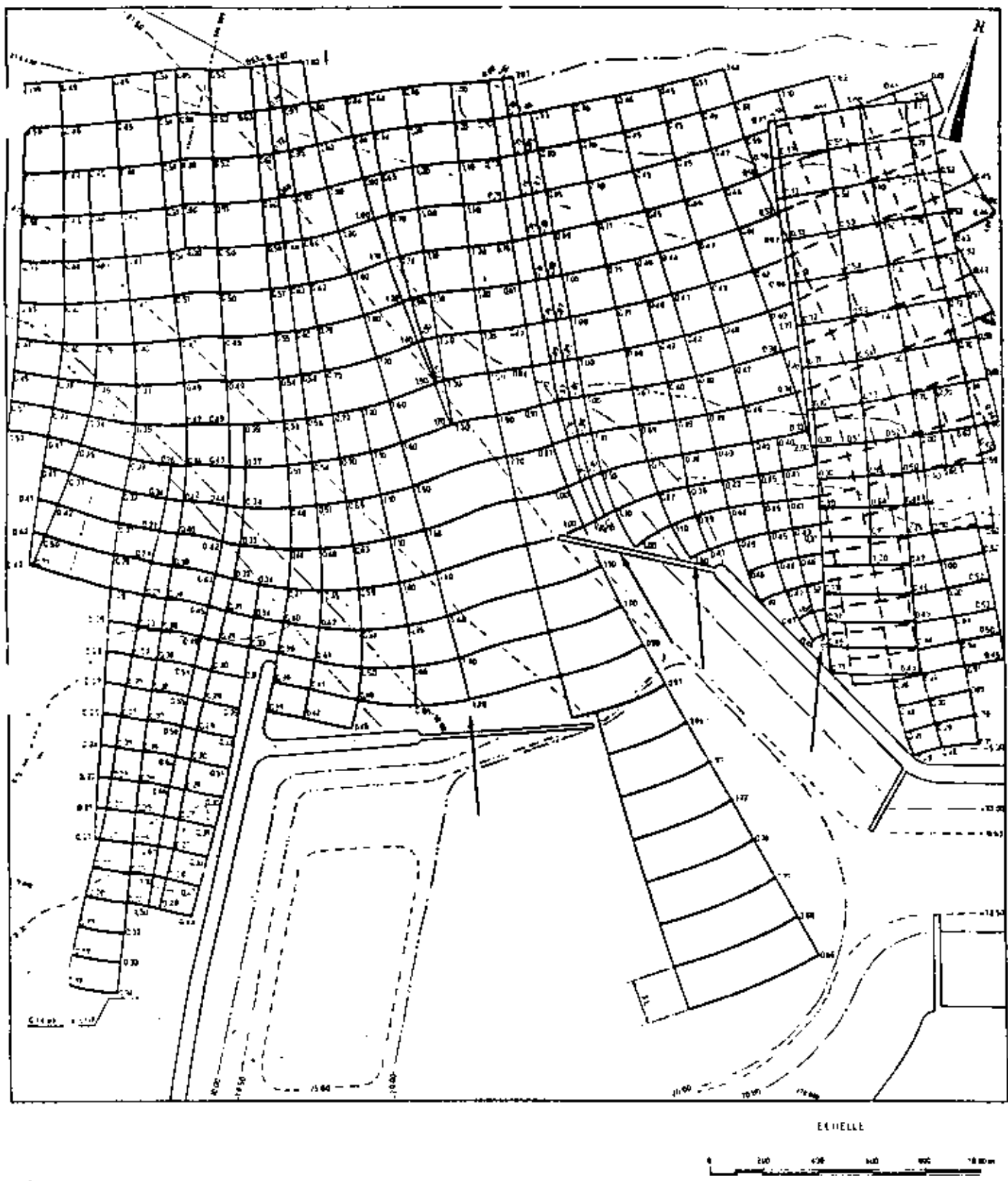


Fig. No 9. Diagramas de refracción y selección de puntas de concentración de energía en el rompeolas.

El método constructivo, se finca en el momento de establecer si la corona de la capa intermedia está por arriba o por abajo de un cierto nivel del mar; por ejemplo si la corona de dicha capa queda siempre sumergida, implica que el equipo a emplear serían barcazas o gruas en barcazas mientras que si queda siempre al descubierto (durante la construcción) puede emplearse camiones de volteo.

El rebase de la ola, va a depender de la altura del agua alcanzada por el ascenso de la misma (run-up) sobre el talud de la estructura.

Si el procedimiento constructivo seleccionado es con camiones de volteo, deberá considerarse que el rebase de la ola no exista sobre la corona de la capa intermedia (que sirve como camino de acceso) de otra manera se producirá en el talud protegido erosión que podría hacer fallar a la estructura.

Como se dijo anteriormente, el rebase de la ola depende del ascenso (R) del agua sobre el talud, el que a su vez es función de la relación de esbeltez de la ola (H/L), de la profundidad relativa (d/L), de la altura de la ola relativa (H/d), del ángulo del talud del rompeolas (α), del ángulo de la pendiente de la playa (B), de la forma de los ele-

mentos (piedras), del espesor de las capas (e), y de la permeabilidad (ϕ). El valor de ascenso (R), figura No. 10.

Puede ser obtenido de la gráfica de la figura No. 11, en que conociendo el periodo (T), la aceleración de la gravedad (g), la pendiente del talud de la obra y $H_0 = H/K_s$, H, la altura de la ola actuando sobre la estructura y K_s un coeficiente denominado de fondo (ver tabla). Para el cálculo de R sobre la capa intermedia se tomará en consideración la altura significativa del oleaje más frecuente, o bien la altura significativa durante el periodo de construcción. Entonces para la obtención de la elevación de la corona de la capa intermedia, se obtiene sumando a la elevación del nivel de pleamar media superior el valor de R.

Para el caso de la elevación de la corona de la estructura, se buscará que sea lo más baja posible con el propósito de abatir volúmenes de construcción pero que al mismo tiempo el rebase (si se admite) no produzca agitación en el lado del puerto que sobre pase a la admisible, Si el caso fuera de no admitir rebase, entonces la elevación mínima que tendría la corona sería el -

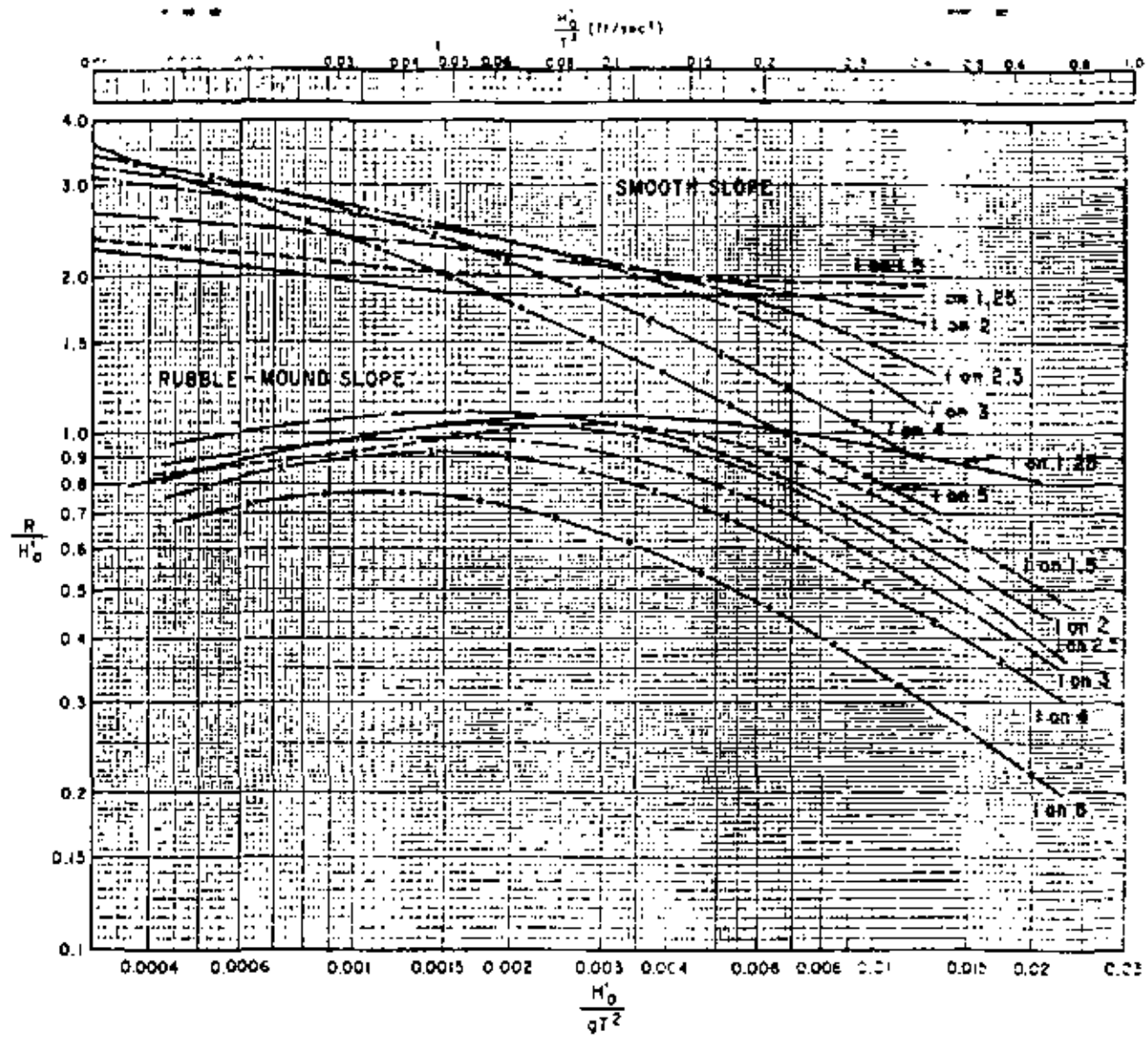


Fig. No. 11.- Comparison of Wave Runup on Smooth Slopes with Runup on Permeable Rubble Slopes (data for $d_s / H_o > 3.0$)

obtenido al sumarle a la elevación del nivel de pleamar media la sobre elevación del nivel del mar por efecto de tormenta más el valor del ascenso de la ola (R) para la ola de diseño. En otras ocasiones, resulta de sumar a la elevación de la corona de la capa intermedia el espesor de la coraza, sin embargo deberá revisarse si es o no es rebasado por el oleaje.

Cuando la coraza es construída de elementos artificiales, puede optarse por dejar la elevación de la estructura igual a la elevación de la capa intermedia pero protegida por una pantalla -- que puede ser de un muro de concreto o prolongando la coraza hasta una altura de una vez el espesor de dicha coraza sobre la coronada la capa intermedia, figura No. 12.

b).- Ancho de la corona.

De igual manera que en el caso de la elevación depende del grado del rebase de la ola y del procedimiento de construcción.

Con respecto al rebase de la ola, comunmente el ancho de la corona se calcula mediante la exposición.

$$A = n K_{\Delta} \left(\frac{F}{g} \right)^{1/3}$$

siendo:

A, el ancho de la corona

n, el número de elementos (piedras naturales o artificiales) colocadas sobre la corona, usualmente se emplea mayor que 3.

δ , densidad del elemento.

g, aceleración de la gravedad.

coeficiente de capa que se contiene de la tabla No. 1.

Para fines constructivos, el ancho debe ser lo suficiente ancho para permitir el acceso de la maquinaria y camiones. Usualmente, el ancho de la corona de la capa intermedia es de 4.00m.

c).- Talud.

c.1.- Lado del mar.

De acuerdo a la expresión - de Hudson, se observa que - el peso de las unidades aumenta conforme la cot α disminuye, por lo que se procurará proporcionar un valor de cot α alto, sin embargo, - esto puede implicar que el volumen de material aumente. La pendiente óptima dependerá de cálculos diversos con relación al costo y a la estabilidad de la obra; recomendándose que la pendiente sea inferior a la pendiente de falla o de deslizamiento.

Table No 1.- Layer Coefficient and Porosity for Various Armor Units

Armor Unit	n	Placement	Layer Coefficient k_{Δ}	Porosity (P) percent
Quarrystone (smooth)	2	random	1.02	38
Quarrystone (rough)	2	random	1.15	37
Quarrystone (rough)	>3	random	1.10	40
Cube (modified)	2	random	1.10	47
Tetrapod	2	random	1.04	50
Quadripod	2	random	0.95	49
Hexapod	2	random	1.15	47
Tribar	2	random	1.02	54
Dolos	2	random	1.00	63
Tribar	1	uniform	1.13	47
Quarrystone	graded	random	—	37

A continuación se proporcionan taludes máximos para diferentes elementos de coraza.

Elementos.	Pendiente
Piedra	1 : 2
Tetrapodo	1 : 1.33
Tribar	1 : 1.5
Dolos	1 : 2
Cubos	1 : 2

c.2.- En el lado protegido.

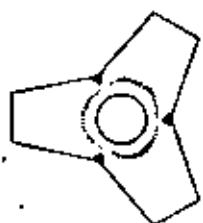
El talud de la estructura del lado protegido además de depender del talud de reposo, se tomará en consideración el rebase de la ola.

Cuando el rebase es moderado, la pendiente puede variar de 1 : 33 a 1 : 1.5 y si en definitiva no existe rebase y el oleaje en la zona protegida es pequeño, el talud puede ser de hasta 1 : 1.25.

d).- Elementos de coraza.

Los elementos de la coraza pueden ser roca natural o artificial, la selección de cualquiera de estos dos tipos, dependerá de la disponibilidad de roca natural de buena calidad a distancia de acarreo económico.

Las rocas artificiales, son unidades de concreto, algunas reforzadas de acero. Existen un sin número de formas, como las mostradas en la figura No. 13 la selección de este tipo de elementos dependerá del volumen de concreto que se requiera, según la altura de diseño, -



Plan



Bottom



Plan



Bottom



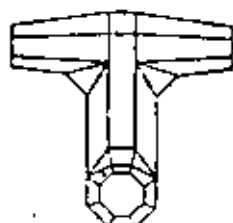
Elevation

QUADRIPOD

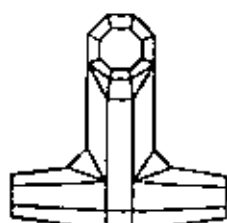


Elevation

TETRAPOD



Plan



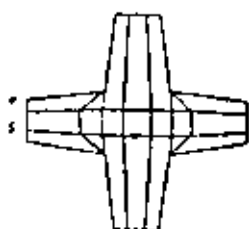
Bottom



Plan



Bottom



Elevation

DOLOS
(DOLOSSE, plural)



Elevation

TRIBAR

Fig. No 13. Concrete Armor Units

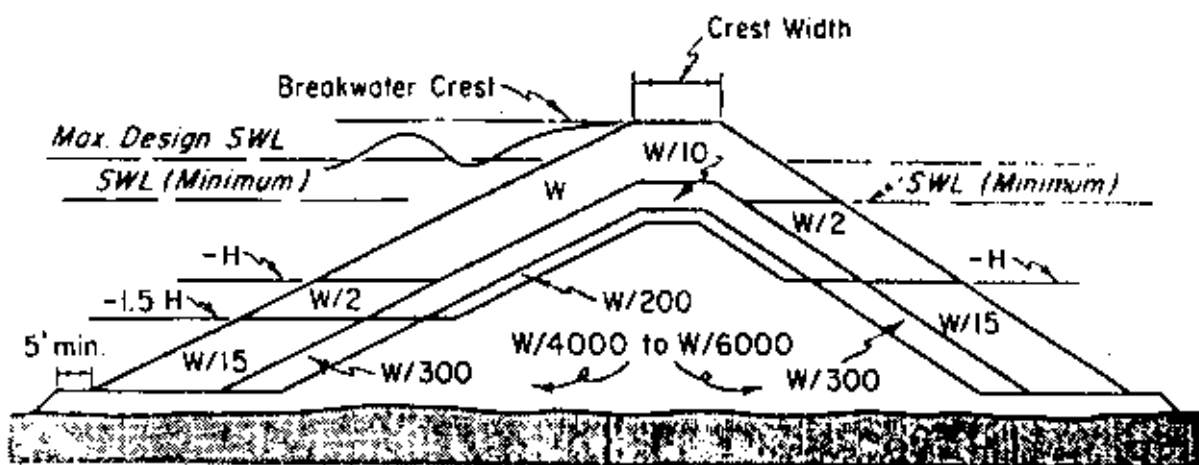
es decir, se buscará que por unidad el volúmen de concreto sea menor y con relación al número total de elementos se buscará la mayor relación de varios taludes fuertes. Otros factores importantes que influyen en la selección de elementos artificiales son; que el coeficiente de estabilidad (K) sea alto, que el método constructivo no implique costos elevados así como el pago de regalías por causas de patente.

e).- Longitud y espesor de las capas.

Debido a que la zona de daño por el lado de acción del oleaje, se concentra en un rango que va desde el nivel de $1.5 H$ -- por abajo del nivel medio del mar hasta una vez H por arriba del mismo nivel, -- los elementos de peso P calculado para la coraza (primera capa) deberán colocarse como mínimo en esta zona. Si la elevación de la cresta de la obra ha sido obtenida para no admitir rebase, entonces no hay razón para que los elementos de peso P , se extiendan sobre la corona y en el talud protegido. Es recomendable que la coraza del talud protegido y la corona tengan elementos de peso igual a $P/2$, llevandose esta capa hasta una profundidad mínima igual a una vez H abajo del nivel medio del mar, figura No. 14.

La capa intermedia (capa secundaria) se considera como una cubierta total sobre el núcleo, cuyo peso se recomienda quede comprendido entre $P/10$ ó $P/15$.

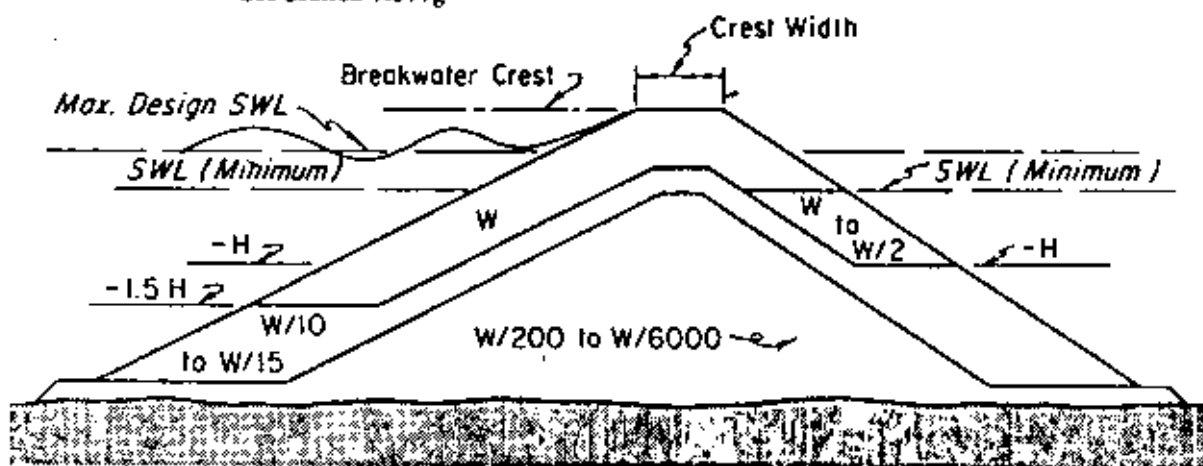
El espesor de cualquiera de las capas primaria ó secundaria, puede ser calcula



Idealized Multilayer Section

Rock Size	Layer	Rock Size Gradation (%)
W	Primary Cover Layer	125 to 75
W/2 and W/15	Secondary Cover Layer	125 to 75
W/10 and W/300	First Underlayer*	130 to 70
W/200	Second Underlayer	150 to 50
W/4000—W/6000	Core and Bedding and Filter Layer	170 to 30

*See Section 7.377g



Recommended Three-layer Section

Fig. No. 14- Rubble-Mound Section for Nonbreaking Wave Condition
(zero to moderate overtopping conditions)

do mediante la expresión:

$$e = nK_{\Delta} \left(\frac{P}{\delta g} \right)^{1/3}$$

- Donde e, es el espesor de la capa.
- n, el número de capas (usualmente se recomiendan 2).
- K, el coeficiente de capa.
- g, la aceleración de la gravedad.
- δ, la densidad del elemento.

La parte inferior de la capa secundaria se recomienda que debe estar formada -- por un delantal cuyo espesor sea superior al anteriormente calculado é iniciándose a la profundidad de 1.5 H abajo del nivel medio del mar.

Con el propósito de absorber excesivos asentamientos de la estructura producto de la socavación al pie de la misma, -- por la acción del oleaje, se recomienda la construcción de una capa ó carpeta - de filtro construida con material del núcleo cuyo espesor se recomienda sea - de .50 cms. como mínimo.

f).- Permeabilidad.

Las capas primaria y secundaria, deben contener un alto grado de permeabilidad con respecto al flujo generado por el - oleaje, de modo que una cantidad alta - de energía sea disipada de esta manera y el resto, sobre los elementos de la - coraza.

La estructura en general se establece - que sea impermeable al sedimento, situa - ción ésta que se cumple con la gradua - ción del material del núcleo cuyo peso se recomienda quede comprendido entre - P/200 y P/6000.

3

Cuando el material disponible para el núcleo no satisface algunas condiciones de impermeabilidad al flujo del agua; como es el caso de evitar corrientes transversales a los canales de acceso producto del oleaje transmitido, ó el paso de agua caliente de la zona de la descarga, a la toma de una planta termoeléctrica, se recomienda el empleo de materiales asfálticos.

g).- Daño.

El concepto de daño, comunmente ha venido empleándose al desacomodo (mover de su lugar) de los elementos de la coraza en la zona de ataque del oleaje. Es común que los rompeolas se diseñen para la condición de sin daño, sin embargo, los costos de inversión aumentan. En un proyecto óptimo de un rompeolas, incluye además de la selección de la altura de ola de diseño, los gastos de mantenimiento en función del daño admisible. Para evaluar la admisión de un cierto daño, implica la necesidad de emplear un coeficiente de estabilidad K mayor al de sin daño para abatir el peso, lo cual se logra empleando las gráficas de La figura No. 8, en la que proponiendo el % de daño admisible y el tiempo de duración de la tormenta se obtiene la relación $H/H_{1\%}$, siendo H , la altura de la ola que va a producir el daño propuesto y $H_{1\%}$, la altura de la ola significativa de diseño que producirá el daño de 1% (nulo para otros autores); con esta relación, y entrando a gráficas como las mostradas en las figuras No. 15,

Table No. 2. Suggested K_D Values for Use in Determining Armor Unit Weight

No-Damage Criteria and Minor Overtopping							
Armor Units	n *	Placement	Structure Trunk		Structure Head		
			K_D §		K_D		Slope
			Breaking wave	Nonbreaking wave	Breaking wave	Nonbreaking wave	cot θ
Quarystone							
Smooth rounded	2	random	2.1	2.4	1.7	1.9	1.5 to 3.0
Smooth rounded	>3	random	2.8	3.2	2.1	2.3	
- Rough angular	1	random †	†	2.9	†	2.3	
					2.9	3.2	1.5
- Rough angular	2	random	3.5	4.0	2.5	2.8	2.0
					2.0	2.3	3.0
Rough angular	>3	random	3.9	4.5	3.7	4.2	
Rough angular	2	special ‡	4.8	5.5	3.5	4.5	
Tetrapod and Quadripod	2	random	7.2	8.3	5.9	6.6	1.5
					5.5	6.1	2.0
					4.0	4.4	3.0
Tribar	2	random	9.0	10.4	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
					7.0	7.7	3.0
Dolos	2	random	22.0 ¶	25.0 ¶	15.0	16.5	2.0 £
					13.5	15.0	3.0
Modified Cube	2	random	6.8	7.8	—	5.0	
Hexapod	2	random	8.2	9.5	5.0	7.0	
Tribar	1	uniform	12.0	15.0	7.5	9.5	
Quarystone (K_{RR})							
Graded angular	—	random	2.2	2.5			

* n is the number of units comprising the thickness of the armor layer.

† The use of single layer of quarystone armor units subject to breaking waves is not recommended, and only under special conditions for nonbreaking waves. When it is used, the stone should be carefully placed.

‡ Special placement with long axis of stone placed perpendicular to structure face.

§ Applicable to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 5.

|| Until more information is available on the variation of K_D value with slope, the use of K_D should be limited to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 3. Some armor units tested on a structure head indicate a K_D -slope dependence.

¶ Data only available for 1 on 2 slope.

£ Slopes steeper than 1 on 2 not recommended at the present time.

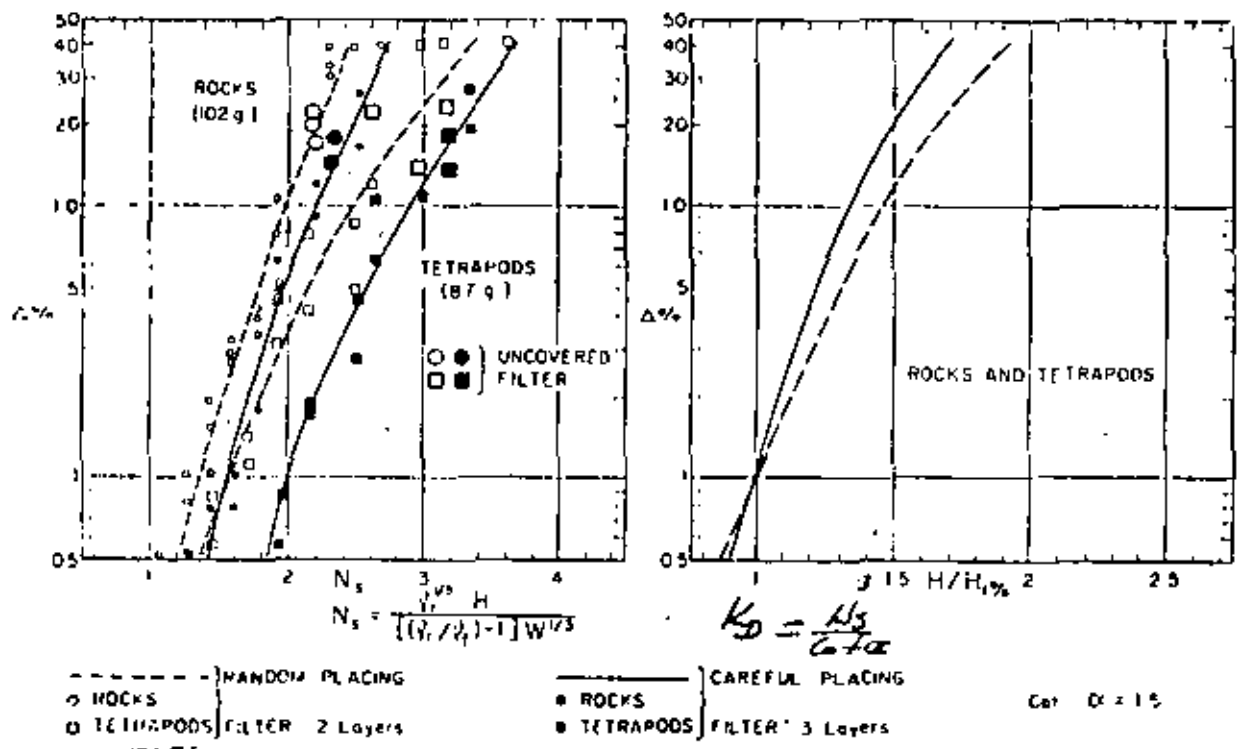


Fig. No 15 - DAMAGE FUNCTIONS FOR DIFFERENT PLACING TECHNIQUES

se obtiene el valor de K_D .

Otro factor que puede afectar a la degradación de la estructura es el sismo, el cual afecta principalmente en el abatimiento de la elevación de la corona de la obra, cuyo valor puede obtenerse en gráfica de la figura No. 17.

h).- Coeficiente de estabilidad.

El coeficiente de estabilidad K_D , de la fórmula de Hudson, es un valor adimensional que depende de factores tales como: el tipo y forma de los elementos, número de capas, talud, rugosidad del oleaje incidente (rompiente ó no), parte de la estructura (morro o cuerpo), permeabilidad, colocación y daño.

Si el diseño es sin daño, en la tabla No. 3, se encuentran valores de K_D para diferentes tipos de elementos y de la figura No. 17, se obtienen los valores para el daño deseado.

Table No. 3.- $H/H_{D=0}$ and K_D as a Function of Cover-Layer Damage and Type of Armor Unit

Unit		Damage (D) in Percent						
		0 to 5	5 to 10	10 to 15	15 to 20	20 to 30	30 to 40	40 to 50
Quarystone (smooth)	$H/H_{D=0}$	1.00	1.08	1.14	1.20	1.29	1.41	1.54
	K_D	2.4	3.0	3.6	4.1	5.1	6.7	8.7
Quarystone (rough)	$H/H_{D=0}$	1.00	1.08	1.19	1.27	1.37	1.47	1.56
	K_D	4.0	4.9	6.6	8.0	10.0	12.4	15.0
Tetrapods & Quadrupods	$H/H_{D=0}$	1.00	1.09	1.17	1.24	1.32	1.41	1.50
	K_D	8.3	10.8	13.4	15.9	19.2	23.4	27.8
Tribar	$H/H_{D=0}$	1.00	1.11	1.25	1.36	1.50	1.59	1.64
	K_D	10.4	14.2	19.4	26.2	35.2	41.8	45.9

Breakwater Trunk, $n = 2$, Random Placed Armor Units, Nonbreaking Waves, and Minor Overtopping Condition.

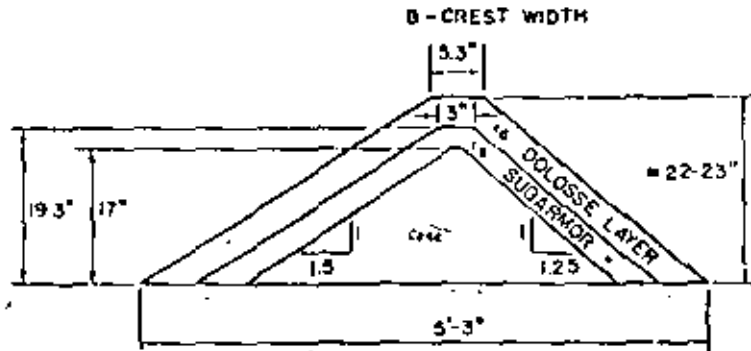
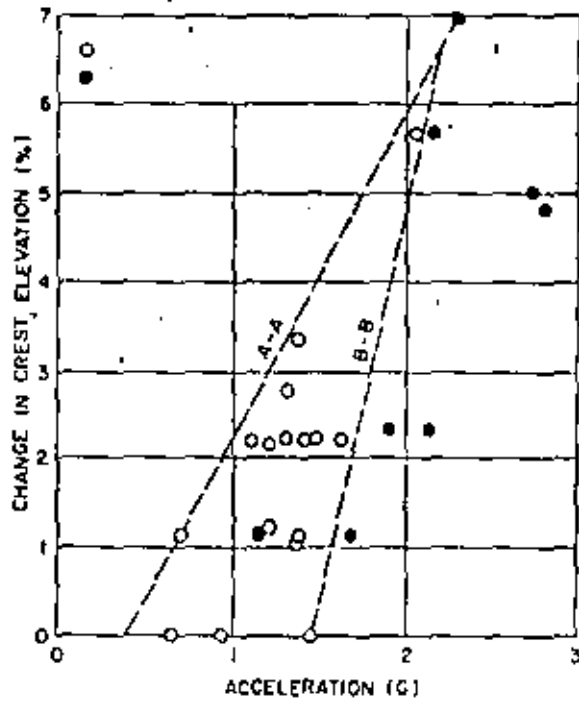


Fig. 1. Cross Section of Breakwater and Major Dimensions.



A-A DESIGN CURVE (No pre-consolidation)
 B-B DESIGN CURVE (with 4% pre-consolidation)
 O No pre-consolidation
 ● 4% pre-consolidation

Fig. No 17 Effects of Pre-consolidation on Breakwater Settlement.

TABLE 11.6 Breakwater Damage Computations

Wave Conditions		Design Wave: 5.7 m						Design Wave: 6.75 m				Design Wave: 7.00 m			
H _{sig} (m)	P(H _{sig}) (-)	Char. H _{sig} (m)	αP (H _{sig}) (-)	K _D ratio (-)	Damage (%)	Damage cost (-/m)	Annual cost (-/m)	K _D ratio (-)	Damage (%)	Damage cost (-/m)	Annual cost (-/m)	K _D ratio (-)	Damage (%)	Damage cost (-/m)	Annual cost (-/m)
5.5	1.25														
		5.8	0.62	1.05	8.0	2218.	1375.								
6.0	0.63														
		6.3	0.35	1.35	18.	4991.	1747.								
6.5	0.28														
		6.7	0.195	1.62	25.	8996.	1754.	0.98	0.0	-	-				
6.9	0.085														
		7.0	0.065	1.85	31.	11155.	725.	1.12	12.	4807.	312.	1.00	2.5	1095.	71.
7.1	0.020														
		7.2	0.015	2.02	36.	12954.	194.	1.21	15.	6009.	90.	1.09	10.	4380.	66.
7.3	0.005														
		7.5	0.005	2.28	43.	21250.	106.	1.37	19.	7612.	38.	1.23	15.	6570.	33.
7.7	0.000						5901.				440.				170.

Costs used in damage comp.

Primary Armor	13 864.	20 031.	21 900.
Total Armor	23 989.	31 790.	34 064.
Total Construction:	49 419.	63 457.	66 873.

Note: For damage up to 20%, the damage cost is based upon 2 times the primary armor cost.

For damage of 20% to 40%, the damage cost is based upon 1.5 times the total armor cost.

For damage above 40%, the damage cost is based upon the total construction cost.

Wave Conditions				Design Wave: 7.25 m				[Design Wave: 7.50 m]			
H _{sig} (m)	P(H _{sig}) (-)	Char. H _{sig} (m)	ΔP (H _{sig}) (-)	K _D ratio (-)	Damage (£)	Damage cost (-/m)	Annual cost (-/m)	K _D ratio (-)	Damage (£)	Damage cost (-/m)	Annual cost (-/m)
7.1	0.020										
		7.2	0.015	0.98	0.0						
7.3	0.005										
		7.5	0.005	1.11	11.	5272.	26.	1.00	2.5	1308.	7.
7.7	0.000						26.				7.

Costs used in damage comp.
 Primary Armor : 23 965.
 Total Armor : 36 545.
 Total Construction: 72 011.

26 167.
 39 643.
 77 206.

11.7. Optimization of quarry stone breakwater.

In order to compare these annual costs to the initial construction costs, it is necessary to determine what sum of money, set aside now at compound interest, will just pay for this damage over the lifetime of the structure. This transformation involves determining the present value of a series of uniform withdrawals (payments) equal to the annual damage cost over the life of the structure. The present value of the maintenance payments is determined by multiplying the annual payment by the present worth factor, pwf . From finance,

$$pwf = \frac{(1+z)^n - 1}{z(1+z)^n}$$

(11.29)

where:

i is the interest rate per period expressed as a decimal, and
 n is the number of periods.

Substituting an interest rate of 8% ($i = 0.08$) and a number of periods,
 $n = t = 50$, yields:

$$pwf = \frac{(1.08)^{50} - 1}{0.08(1.08)^{50}} \quad (11.30)$$

$$pwf = 12.2335 \quad (11.31)$$

This present worth factor is then multiplied by each total annual cost figure for each cross section. These resulting present values can then be added to the initial construction costs to yield a total cost.* This data gathered and computed from tables 11.5 and 11.6 is summarized in table 11.7 and is shown graphically in figure 11.6.

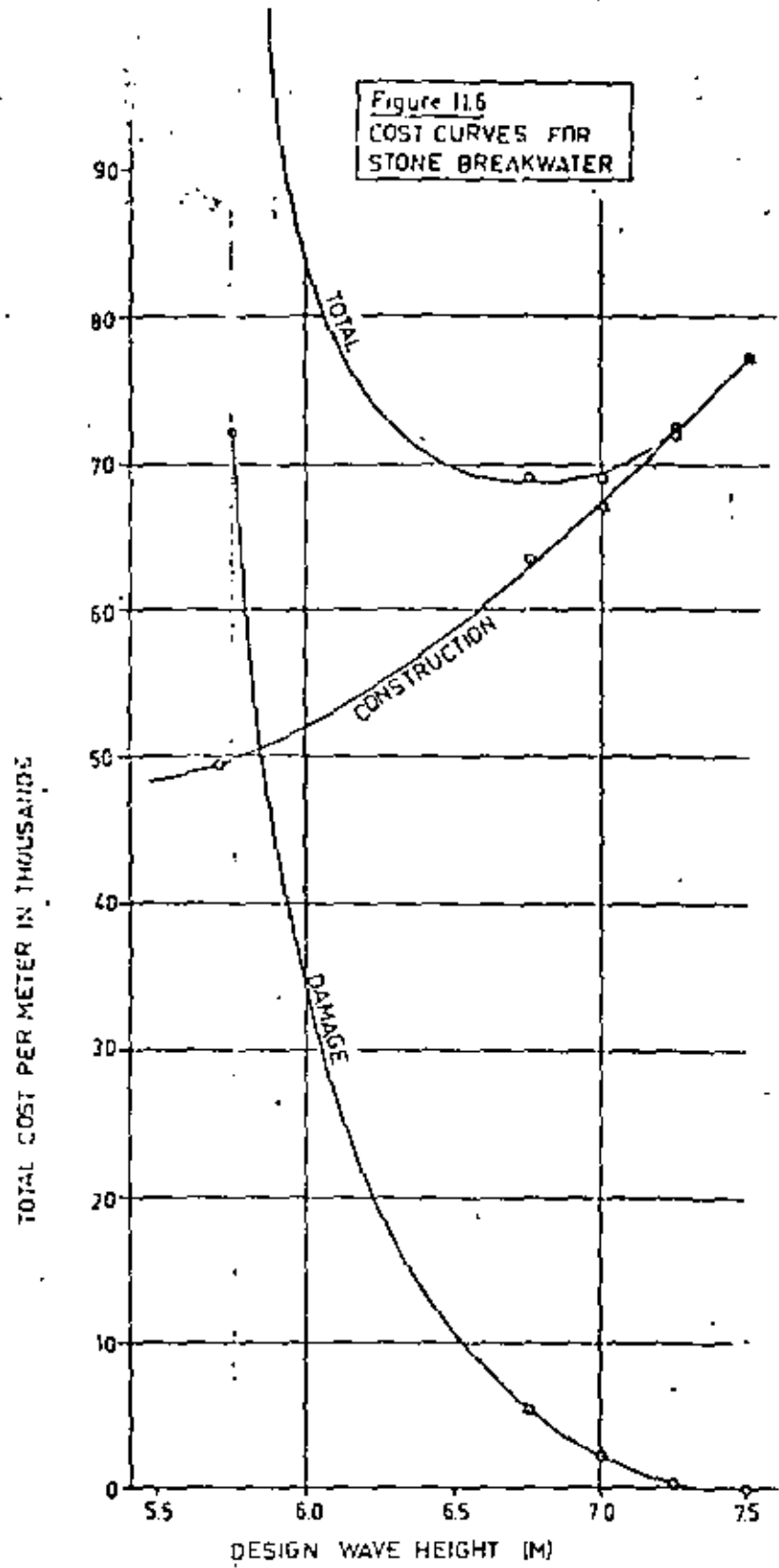
Table 11.7 Cost Summary

Item	5.7	6.75	7.00	7.25	7.50
Design Wave Height (m)	5.7	6.75	7.00	7.25	7.50
Annual Damage Cost	5 901.	440.	170.	26.	7.
Capitalized Damage	72 190.	5383.	2030.	318.	86.
Construction Cost	49 419.	63 457.	66 873.	72 011.	77 206.
Total Cost	121 609.	68 840.	68 953.	72 329.	77 292.

The minimum point of the total cost curve in figure 11.6 occurs near a design wave height 6.75 m, while there is little difference in total cost between a cross section designed for a 6.75 m wave and one designed for 7.0 m (0.2% in total price). On the other hand, the maintenance costs of the design for a 7.0 m wave are only 39% of those for the 6.75 m wave. This would tend to make the design for the 7.00 wave seem preferable. It certainly would be if the difference in construction costs was no problem. The heavier design costs 5.4% more to build than the lighter of the two cross sections. This might present a problem if construction capital is in short supply (The extra maintenance cost of the lighter construction do not have to be paid now). One may argue that the reasoning just presented undermines the philosophy of the optimum design. This is not really the case, since a comparison is being made between two designs which cost essentially the same - the price different is less than the errors inherent in the cost determinations.

* An alternate, and equivalent total result could be achieved by depreciating the construction cost over the life, t . This annual depreciation figure would be added, then, to the total annual maintenance cost from table 11.6.

Figure 11.6
COST CURVES FOR
STONE BREAKWATER



Summarizing, the conclusion is use a 6.75 m design wave (recurrence interval of 5 years) if construction capital is scarce and design using a 7.00 m wave (recurrence interval 26 years) if capital is plentiful.

#

Aspectos prácticos en la construcción.

Los métodos constructivos son muy variados y dependen de múltiples factores como son los financieros, físicos, técnicos y humanos. Algunos de los métodos ya han sido esbozados en forma somera en los párrafos anteriores.

Cuantificación del volumen de obra.

Los procedimientos normales de cuantificación son:

- a) Por peso, empleando una báscula que registra todo el material que pasa a la obra previa aceptación de dicho material por un inspector.
- b) Por volumen, cubicando el volumen que puede cargar cada camión y contando el número de camiones cargados que pasan a la obra; el inspector para contar un camión -- deberá verificar que esté totalmente lleno de material que satisfaga las especificaciones indicadas.
- c) Cuando se trata de elementos artificiales la cuantificación se hace por el número de unidades.

DISCREPANCIAS QUE SE PRESENTAN EN EL PROYECTO Y EN LA CONSTRUCCION DE UNA OBRA.

Con mucha frecuencia se encuentra durante la construcción de una obra, que los volúmenes de material a emplear que se calcularon en proyecto se incrementan grandemente, hasta del orden del 100% y aún más, lo que generalmente origina una serie de ##.....

#

problemas e inclusive inseguridad en la veracidad de los volúmenes reportados en la obra, gran parte de los factores que originan esta situación se deben a ciertos fenómenos físicos y naturales que se han detectado tanto durante la construcción como en el proyecto.

Con objeto de señalar algunos de los problemas más frecuentes que se presentan, se indicarán primeramente los correspondientes al proyecto y después a la construcción.

ORIGEN DE DISCREPANCIAS EN EL PROYECTO.

- a) La topobatimetría se realiza en una cierta época (verano o invierno) y la construcción de la obra se puede realizar en otra, consecuentemente hay prácticamente la seguridad de que el perfil de playa se ha modificado originando otra causa de diferencias.
- b) Técnicamente es aconsejable que tanto la piedra de la coraza como de la capa secundaria se apoyen, en el fondo, en una capa de material de núcleo para que la distribución del peso de estos elementos grandes sea más uniforme y no se "pierdan" al enterrarse una cierta profundidad, sin embargo, en la realidad y en nuestro medio no se coloca esta berma, a consecuencia de que el ritmo del avance de la obra disminuye por requerir que esté entrando y saliendo una grúa de acuerdo con el avance de la misma, y porque el costo de la estruc-

##.....

tura, se incrementa considerablemente.

ORIGEN DE DISCREPANCIAS EN LA CONSTRUCCIÓN.

La construcción de las obras, prácticamente se ejecutan en la peor época del año. (lluvias, ciclones, etc.) a consecuencia del ejercicio de los recursos económicos y de los problemas burocráticos administrativos.

Improvisación de ejecutores de las obras sin la experiencia técnica-administrativa-financiera en este tipo de obras.

Escasez de personal obrero calificado, y por lo tanto cierta pérdida en el entrenamiento del mismo.

Modificaciones "in situ" el proyecto por diferentes causas, tales como: información escasa o equivocada del proyectista; por restricciones económicas, por variación en los costos, etc.

Formación de una "poza" en el extremo del avance de la obra por efecto de la reflexión del oleaje incidente, lo que origina que se desplante la obra a una mayor profundidad, incrementando los volúmenes de proyecto.

Acción eventual del oleaje mayor durante la construcción, originando degradación de un cierto tramo y consecuentemente incrementado los volúmenes de proyecto.

##.....

- g) Acción continua de oleaje mayor, lo que obliga a modificar las especificaciones, principalmente del núcleo para poder continuar el avance de la obra, colocando material de dimensiones mayores, el cual además de tener generalmente un costo mayor, no cumple la condición de filtro; si esta última condición se trata de mejorar arrojando material pequeño para que ocupe los huecos que deja el material grande, generalmente se manifiesta una resistencia por parte del constructor a su realización, argumentando que el ritmo de construcción disminuye y se incrementa el costo.
- r) Modificación de los procedimientos de construcción por cambio de pedrera, equipo, etc.
- i) Generalmente no se respetan correctamente los taludes, cotas y anchos de coronas indicados en el proyecto.
- j) Generalmente no se representan los tamaños de los elementos que se señalan en el proyecto, pudiéndose encontrar en la coraza piedras de tamaño mayor al indicado así como menores, las que si no quedan "convenientemente acuñadas" son factibles a que salgan de su lugar por acción de oleaje y propiciando a que las demás al recomodarse puedan fallar.

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA MEJORAR LAS OBRAS.

- a) Se deben construir en la mejor época del año.

#

Se deben construir correctamente a la mayor velocidad posible con objeto de no darle tiempo al oleaje para que profundice la "poza" (este fenómeno generalmente se presenta hasta profundidades de dos veces la altura de la ola actuante, lo que en términos prácticos y generales, consideraremos hasta profundidades de 3 a 5 metros).

Se deben indicar a los proyectistas las fallas que se detecten por cualquier motivo (cambio de procedimiento de construcción, acción de oleaje excesiva, etc.) para que los proyectos realmente mejoren.

Se debe respetar al máximo la condición de filtro para que la obra cumpla correctamente su función de obstáculo al transporte litoral y a la agitación.

Ya construídas las obras deberá llevarse un control de su comportamiento para acumular experiencias.

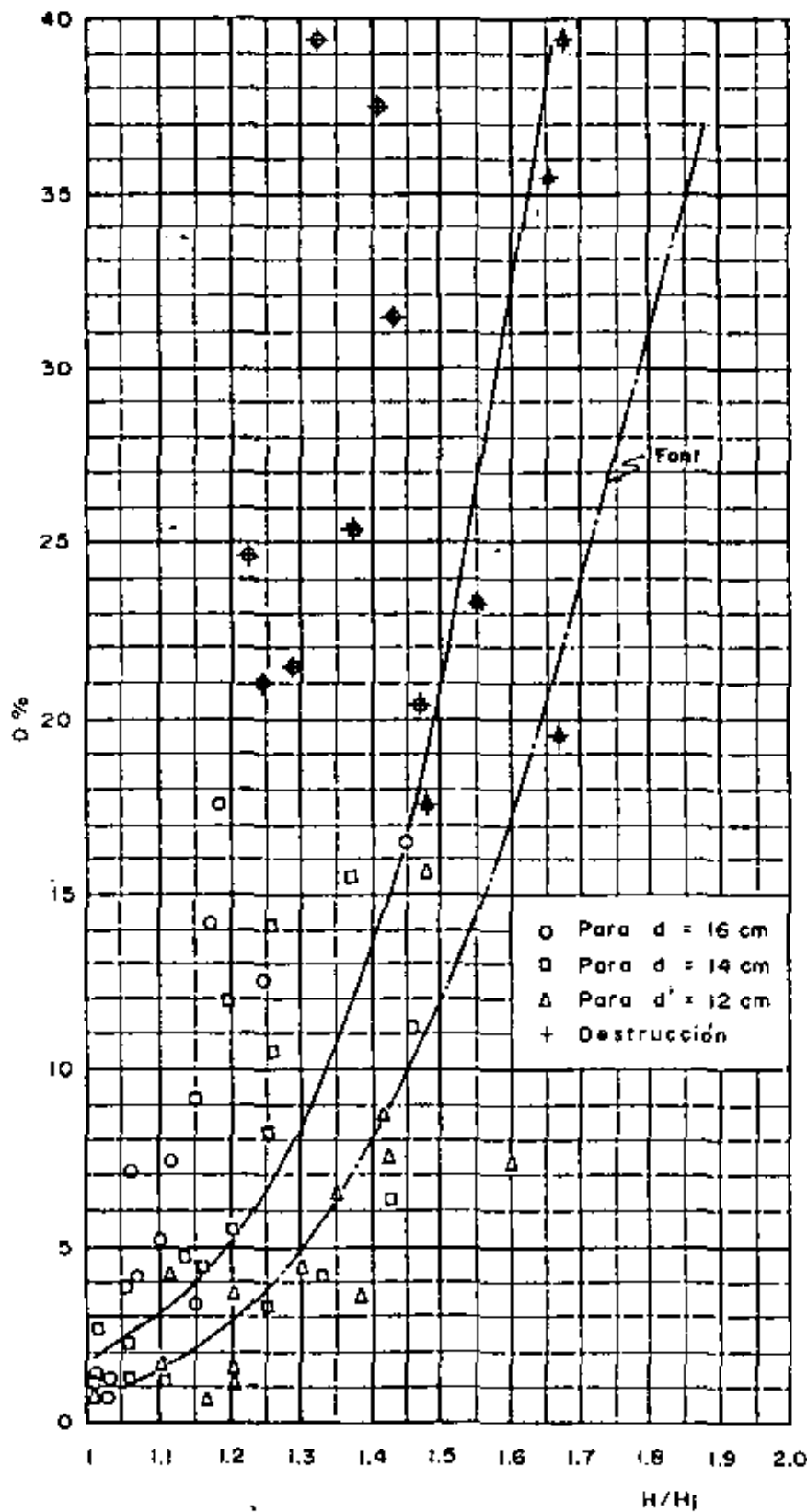


FIGURA NO. 19 DAÑO (D) CONTRA LA RELACION H/H₁ PARA TALUD 1.25:1, 1.5:1, 1.75:1 Y 2:1 Y - ELEMENTOS COLOCADOS AL AZAR.

CAPITULO PRIMERO

ESTUDIO BIBLIOGRAFICO SOBRE LA ESTABILIDAD DE ROMPEOLAS.

1.1.- PESO DE ELEMENTOS DE CORAZA.

Un rompeolas de enrocamiento, es clasificado como una obra marítima de tipo flexible (31), y está compuesta de un pedraplén protegido con una coraza de piedras naturales seleccionadas o elementos artificiales de concreto de formas especiales, la cual da la estabilidad necesaria a la estructura con relación al embate continuo del oleaje.

En una estructura de este tipo, debido a un gran número de factores que intervienen en la interacción de las fuerzas causadas por el oleaje y la acción resistente de los elementos de la coraza protectora, es hasta ahora imposible de establecer métodos rigurosamente analíticos que permitan conocer el complejo sistema resultante de tales fuerzas; sin embargo, la ingeniería portuaria que a través de muchos años se ha enfrentado a este problema y ha creado métodos para el diseño de estas obras, primero, de orden comparativo y con estructuras existentes en otros sitios con condiciones similares a las de proyecto después, en criterios empíricos sustentados en fórmulas con coeficientes del mismo tipo, deducidos de la experiencia y conocimiento de las condiciones especiales de un lugar específico; y más recientemente, aún cuando persisten métodos empíricos, éstos son empleados con precaución y con el auxilio valioso de pruebas en modelos a escalas reducidas, que han proporcionado resultados satisfactorios.

Del acervo de fórmulas hasta ahora conocidas, casi todas ellas desde Eduardo Castro (4) hasta Robert Y. Hudson pasando por, Ramón Iribarre C, Mathews, Larras y otros, son expresadas en función del peso de los elementos individuales

de la coraza y la acción destructiva de la ola que es proporcional a su energía y afectados de coeficientes dependientes de otros parámetros, presentando dichas fórmulas el siguiente aspecto general.

$$P = FH^3$$

ó

$$P = FH^2T$$

donde;

P, es el peso de los elementos unitarios de la coraza.

H y T, son respectivamente la altura y período de la ola de diseño.

$$F = K. f_1(\delta) f_2(\alpha)$$

siendo;

K, un coeficiente empírico o experimental.

$f_1(\delta)$, función de la densidad del material relativa al agua.

$f_2(\alpha)$, función del ángulo del talud de la estructura.

A continuación se hace la presentación de doce ecuaciones transformadas al sistema métrico decimal.

1.1.1.- FORMULAS DE E. CASTRO (4).

Esta fórmula fue la primera en su género, presentada en 1933, y ha servido de apoyo a posteriores autores para la deducción de otras. Ha sido rechazada por dar valores más pequeños a los requeridos y por otro lado, obliga al ángulo de reposo que dependa del peso específico del elemento, consideración hecha por Castro que va en contra de lo establecido en mecánica de rocas.

La fórmula se expresa de la forma siguiente:

$$P = 704 \frac{H_b^3 \delta}{(z+1)^2 (\delta-1)^3 (z - \frac{2}{\delta})^{1/2}} \quad (1.1.1)$$

siendo

- P, el peso del elemento unitario (kg).
- H_b, altura máxima de la ola rompiente (m).
- δ, densidad relativa del elemento.
- Z, es la cot α, y
- α, el ángulo del talud de la estructura.

De esta fórmula se observa que P tendrá valores finitos solamente cuando Z sea mayor que 2/δ, de otra manera, se presentan los siguientes resultados:

- a) si $Z < 2/\delta \Rightarrow$ valores imaginarios de P.
- b) si $Z = 2/\delta \Rightarrow P = \infty$
- c) si $\alpha = 0 \Rightarrow Z = \infty$ y por tanto $P = 0$

1.1.2.- FORMULA DE RAMON IRIBARREN C, (4), (16).

Esta fórmula fue presentada en 1938, cuyo análisis -- fue hecho sobre el concepto de oleaje rompiente actuando como un chorro chocando contra la superficie del rompeolas en dirección normal, donde la presión dinámica que ejerce éste sobre la estructura depende de la cantidad de movimiento que se disipa sobre ella. Esta ecuación muestra mejores resultados cuando es aplicada a taludes cuyos ángulos son menores y se alejan de 45°, de otra manera, conforme éste se acerca a dicho ángulo el peso unitario de los elementos crece ampliamente, alejándose de la realidad. -

De acuerdo a la nomenclatura de la ecuación anterior, la fórmula de Iribarren se expresa de la forma siguiente:

$$P = K \frac{H_b^3 \delta}{(\cot \alpha - \text{sen } \alpha)^3 (\delta - 1)^3} \quad (1.1.2)$$

Siendo K, un coeficiente dimensional que para enrocamiento natural vale 15, y para bloques artificiales 19.

En 1950, Iribarren-Nogales (4), (16), considerando -- que la acción del oleaje rompiente sobre un rompeolas de enrocamiento es más severo en la región arriba del seno de la --

ola, intuyen que los pesos de los elementos allí deben ser mayores que en la región inferior, por lo que presentan una expresión donde generalizan la ecuación (1.1.2), de modo que sea aplicada para obtener el peso de elementos situados en cualquier punto del talud abajo de la superficie del agua, lo que se logra sustituyendo el valor de H_b por el de una altura de ola virtual H^1 expresada de la siguiente forma:

$$H^1 = H_d \frac{\frac{2 \pi H_d}{L}}{\operatorname{sen} h \frac{2 \pi d}{L}} \quad (1.1.2.a)$$

donde:

d , es la profundidad del punto sobre el talud considerado.

L , es la longitud de la ola para la sección de profundidad d .

H_d , es la altura de la ola a la profundidad d (m).

Cuando H_d es igual a H_b , la profundidad d se expresa como d_b y que según Munk (33) su valor es igual a $1.28 H_b$.

En 1953, Hudson R. Y (28) modifica la fórmula primera de Tribarren, con la ventaja de ser homogénea de tal forma que las fuerzas dinámicas además de ser proporcionales a la altura de la ola, lo sean también tanto del propio elemento (a través del coeficiente efectivo de fricción) como del peso específico del agua.

Conservando la simbología de las ecuaciones anteriores, esta ecuación de Tribarren modificada por Hudson es:

$$P = \frac{K \gamma_a^3 \gamma_e \mu^3 H^3}{(\mu \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3 (\gamma_e - \gamma_a)^3} \quad (1.1.2.b)$$

siendo

H , la altura de la ola atacando la estructura (m), calculada en el mismo sitio pero sin la estruc-

tura presente.

γ_a , peso específico del agua (kg/m^3)

γ_e , peso específico del elemento (kg/m^3)

K, coeficiente experimental adimensional que es función del ángulo del talud, y del coeficiente de fricción (figura No. 1) (13).

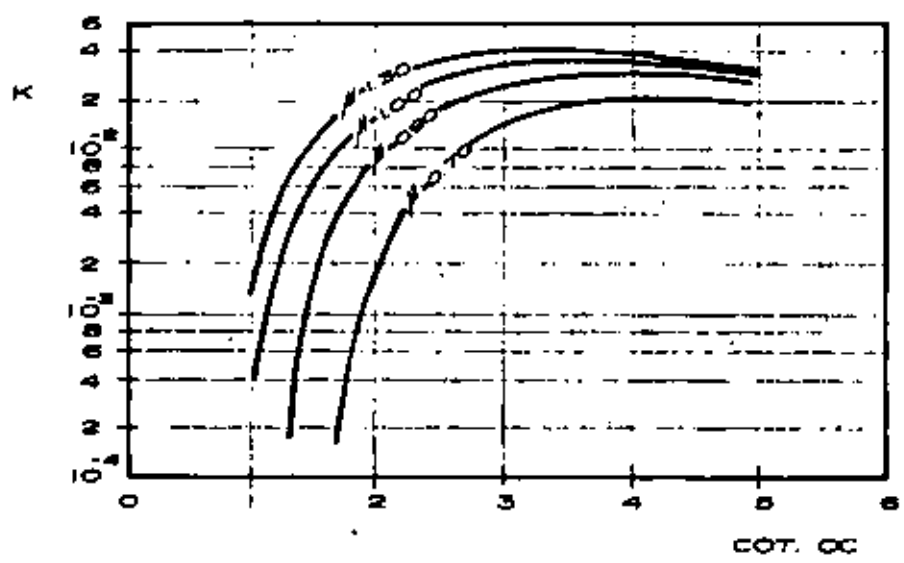


FIGURA NO. 1 VARIACION DE K CON M EN LA FORMULA DE IRIBARREN MODIFICADA POR HUDSON.

1.1.3.- FORMULA DE MATHEWS (1948), (4), (29).

A diferencia de las ecuaciones anteriores, ésta hace intervenir la energía de la ola sobre la estructura a través de la ecuación de la energía deducida para una ola progresiva senoidal y de amplitud pequeña, la cual es función de la altura y período de la ola, de modo que:

$$P = K \frac{TH^2 \delta}{(\delta - 1)^2 (\cos \alpha - 0.75 \sin \alpha)^2}$$

donde

H = la altura de la ola sobre la estructura sin romper.

K = 15 para elementos naturales.

2.1.4.- FORMULA EPSTEIN - TYRREL (11).

Esta ecuación ha sido deducida de un estudio más completo que el realizado en las anteriores, en la cual se considera la disipación de la energía de la ola sobre una estructura a talud tomando cuatro conceptos importantes;

- a) Transferencia directa de energía.
- b) Fricción del líquido sobre el enrocamiento.
- c) Reflexión sobre los taludes.
- d) Absorción por los taludes.

La presentación de la ecuación fue hecha en 1949, en el Congreso Internacional de Navegación celebrado en Lisboa, - la cual tiene forma muy semejante a la de Iribarren (ec.1.1.2)

$$P = K \frac{H^3 \delta}{(\mu - \text{tg } \alpha)^3 (\delta - 1)^3} \tag{1.1.4}$$

donde

K = una función de α , μ , d/L y otros tres coeficientes deficientes definidos como funciones del tamaño unitario de los elementos.

1.1.5.- FORMULA DE F. W. RODOLF (4), (29).

A igual que Mathews, Rodolf hace intervenir (1951) - en su ecuación el período T como elemento importante de la energía del oleaje disipada sobre la estructura, observando - además, que la estabilidad de los bloques es inversamente proporcional a la tercera potencia de una función del talud; esta ecuación es la siguiente.

$$P = K \frac{T H^2 \delta}{(\delta - 1)^3} \frac{1}{\text{tg}^3 (45^\circ - \alpha/2)} \tag{1.1.5}$$

siendo

$K = 15$ para elementos naturales.

1.1.6.- FORMULA DE J. LARRAS (22).

Esta ecuación apoyada en observaciones de la degradación de los rompeolas de Argelia en el pasado siglo y presentada en 1952 es:

$$P = K \frac{H_1^3 \delta}{(\delta - 1)^3 (\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (1.1.6)$$

$$H_1 = \frac{\pi H_0 / L_0}{\operatorname{sen} h^2 (2 \pi d / L)}$$

donde

H_0 = altura de la ola en aguas profundas (m)

L_0 = longitud de la ola en aguas profundas (m)

d = profundidad sobre el talud a la que se desea conocer el peso P de los elementos.

L = longitud de la ola a la profundidad d (m).

δ y α = son los mismos parámetros vistos en las ecuaciones anteriores.

$K = 15.1$ para enrocamientos.

5.0 para tetrápodos.

19.0 para bloques artificiales.

Esta ecuación como se observa coincide tanto en forma como en el valor de sus coeficientes con la de Iribarren (1.1.2 y 1.1.2.a).

2.1.7.- FORMULA DE HEDAR (29) (36).

Hedar, presenta en 1953 una expresión semejante a la de Iribarren (1.1.2), con la diferencia de que consideró que el movimiento del agua es paralelo a la superficie del rompeolas tanto en ascenso como en el descenso de la ola.

$$P = K \frac{H^3 \delta}{(\delta - 1)^3 (\cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3} \text{ --- --- ---} \quad (2.1.7)$$

siendo

K = 15 sin "overtopping" (para elementos naturales).

$$\frac{K}{(\cos \alpha - \text{sen } \alpha)} = 80. \times 10^{-3} \text{ con "overtopping"}$$

2.1.8.- FORMULA DE HENNES - LEONOFF (4), (29).

Estos autores trabajaron en modelos reducidos con oleaje rompiente, habiendo confirmado que la fuerza del oleaje es proporcional al cuadrado de las velocidades orbitales (V_b) y en base a esto presentan en 1953 la siguiente ecuación

$$P = K \frac{V_b^6}{(\delta - 1)^3 (\mu - \text{tg } \alpha)^3} \text{ --- --- ---} \quad (1.1.8)$$

2.1.9.- FORMULA DE BEAUDEVIN (4), (29), (36).

Esta fórmula fue mostrada en 1955, como resultado de pruebas hechas en modelos físicos reducidos. Utilizaron el criterio del perfil de equilibrio que crea el oleaje sobre elementos homogéneos apilados.

$$P = K \frac{H^3 \delta}{(\delta - 1)^3} \left(\frac{1}{\cot \alpha - 0.8} - 0.15 \right) \quad (2.1.9)$$

siendo

K = 250 para enrocamiento.

120 para cubos.

2.1.10.- FORMULA DE R. Y. HUDSON (4), (13), (29), (33).

Después de revisar la ecuación (1.1.2.b), cuya aplicación se ve limitada por la dificultad de conocer con precisión los valores de K y μ , Hudson, se ve obligado a continuar sus estudios experimentales, y haciendo uso de la ecuación de

Epstein-Tyrrel (1.1.4), llega a una expresión homogénea de fácil aplicación en donde el coeficiente K_D que en ésta interviene y estudiado para las condiciones de "sin daño" y sin overtoping, depende exclusivamente de la forma de los elementos. La ecuación fue dada a conocer en 1958 y se expresa bajo la nomenclatura tradicional en el presente estudio como;

$$P = \frac{H^3 \gamma_e}{K_D (\delta - 1)^3 \cot \alpha} \quad (2.1.10)$$

donde

- $K_D = 3.2$ para enrocamientos
- 8.3 para tetrápodos.

2.1.11.- OBSERVACIONES.

- De todas las fórmulas tratadas, solamente dos son homogéneas; la de Trilbarren modificada por Hudson (1.1.2.b) y la de Hudson (2.1.10).
- La ley de tipo $P = F H^2 T$ (Mathews y Rodolf) es transformada al tipo $P = F H^3$, en base a observaciones hechas en Portugal sobre la relación del período y la altura de la ola para condiciones de tormenta (4), habiéndose obtenido que $T = 2.5 H$, lo que prácticamente establece que P no es función del período.
- La gran parte de los autores admiten que el peso de los elementos son función directa de la relación $\delta/(\delta - 1)^3$ e igual a la función $f_1(\delta)$ anotada en el inciso 1.1.
- Todas las ecuaciones finalmente tienen en común el término $P (\delta - 1)^3 / H^3 \delta$, cuyo valor dependerá entre otros parámetros, de la forma de influencia del talud del rompeolas coincidiendo con el análisis crítico hecho en el Apéndice I. Al final de este apéndice se puede observar en la figura No.A.1.1 las diferencias entre los resultados del término anterior, obtenidos para cada una de las fórmulas-

5-

con relación a la de Hudson (adoptada ésta como -- punto de comparación por mostrar mejores resulta - dos en modelo y prototipo) (13) y las cuales se de - ben fundamentalmente a los diferentes criterios de estabilidad usados y a las diferentes alturas de - ola de diseño adoptadas (4); siendo estas diferen - cias menores conforme el ángulo del talud es más - pequeño, mientras que para taludes inclinados los - valores se disparan más, pues los factores de segu - ridad se incrementan.

1.2.- CAUSAS Y PATRON DE FALLA.

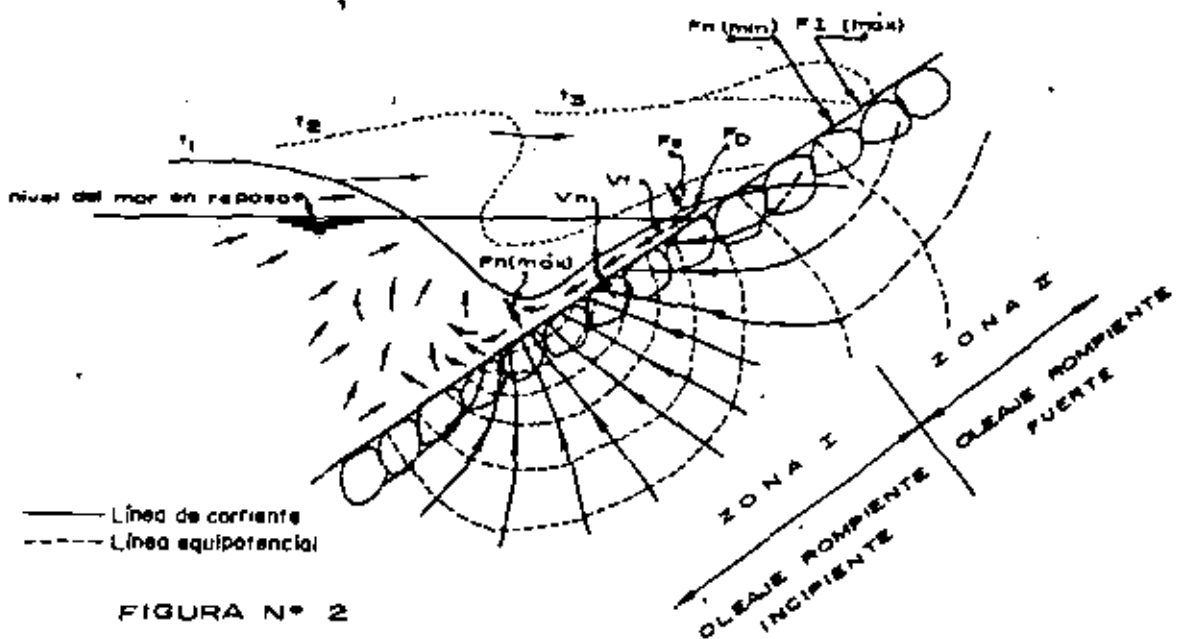
1.2.1.- Causas de falla.

La falla de una estructura de este tipo, ocurre por - cualquiera de las tres causas siguientes o en combinación de - las mismas, a saber:

- a) Condiciones de cimentación; cuando los esfuerzos - del suelo del fondo del mar no son capaces de so - portar la carga excesiva del rompeolas, permitien - do en consecuencia asentamientos irregulares de - la estructura (28).
- b) Erosión; si la naturaleza del fondo es arena y és - ta es movida por la acción del oleaje, se formará un cauce al pie de la estructura que muchas veces origina inestabilidad de la misma y por tanto des - plazamiento de los elementos unitarios de la cora - za.
- c) Acción directa del oleaje; la acción continua de - ascenso y descenso de las olas sobre el talud del rompeolas, crea un flujo en el interior de éste, - que se concentra en el nivel más bajo de la ola - que desciende (19), dando origen a una fuerza nor - mal que trata de sacar de su lugar a los elemen - tos constitutivos de la estructura, asimismo, las fuerzas de arrastre y de flotación favorecen a la

falla por volcamiento. Por otra parte, cuando -- una ola rompe sobre una estructura de este tipo, -- además de las fuerzas anteriores, la de impacto -- se hace presente obligando también a un desacomodo de los elementos y poniendo en peligro a ser -- arrastrados hacia abajo.

En la figura No. 2, se muestra una secuencia de un oleaje rompiente y la distribución irregular de fuerzas, contrarias y adversas a la estabilidad del rompeolas.



DISTRIBUCION DE FUERZAS Y FLUJO NETO DEL OLAJE SOBRE UN ROMPEOLAS,

- t_1, t_2, t_3 , Instantes distintos de la posición de la ola.
- F_n , Fuerza normal debida a la velocidad V_n del flujo de salida perpendicular a la pendiente (zona I).
- F_v , Fuerza de impacto por rompiente (zona II).
- F_d , Fuerza de arrastre, función de la velocidad tangencial V_T .

F_s , Fuerza de sustentación, función de la velocidad normal V_n .

En esta figura se muestra que las velocidades de las partículas líquidas en la cresta son hacia adelante y en el valle hacia atrás y mientras que las primeras son mayores, las segundas, por su rápido cambio de dirección origina altos cambios de aceleración. La fuerza normal máxima localizada en la parte más baja de la ola y la de impacto en la parte más alta de la estructura ambas incluyendo la fuerza de arrastre (función de la velocidad tangencial V_T) y la fuerza de flotación (función de la velocidad normal V_n), todas ellas combinadas entre sí manifiestan daños cuya distribución se muestra en la figura No. 3 donde se observa que la zona activa del oleaje se extiende desde el nivel de aguas tranquilas hacia abajo, hasta una profundidad de valor medio igual a 1.3 la altura de ola.

De las causas de falla enumeradas anteriormente, la última, sobre la acción directa del oleaje, es la única tratada en estudios como el presente, por lo que las referencias anotadas aquí son relacionadas a esta causa.

1.2.2.- PATRON DE FALLA.

De numerosos experimentos ejecutados sobre modelos reducidos, se ha observado que el perfil estable o de equilibrio que toma un rompeolas bajo la acción del oleaje es como el mostrado en la figura No. 4, (23), perfil que puede ser simplificado por tres líneas rectas AB, BC, y CD, comenzando la línea AB, desde la zona de máximo alcance del oleaje hasta un poco más abajo de la línea del nivel aguas tranquilas, después, la línea BC con pendiente más pequeña donde la acción del oleaje es principal y por último la línea CD producto de la acumulación del material erosionado en la parte alta. La pendiente de esta última línea no se aleja de la original AE.

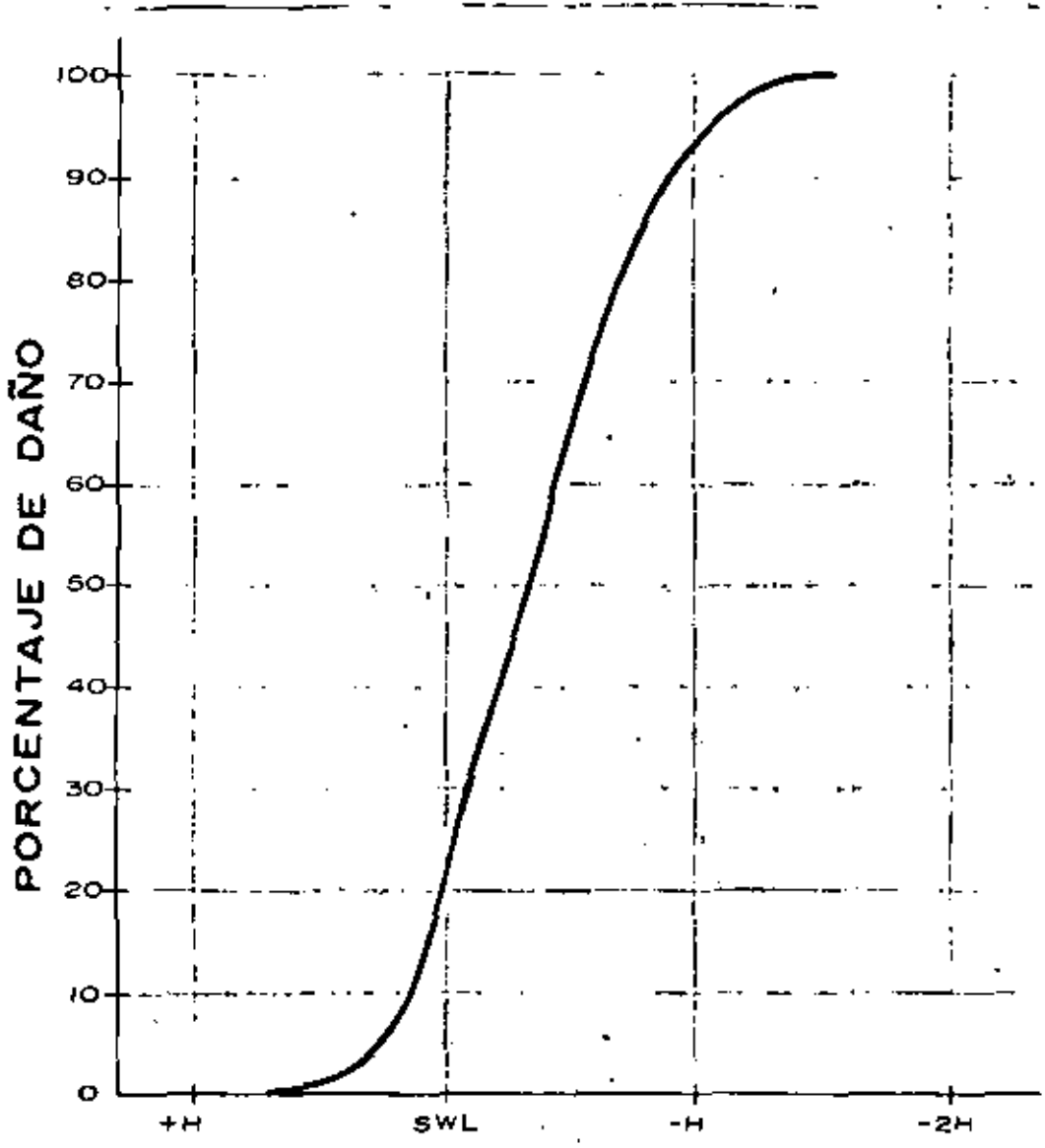
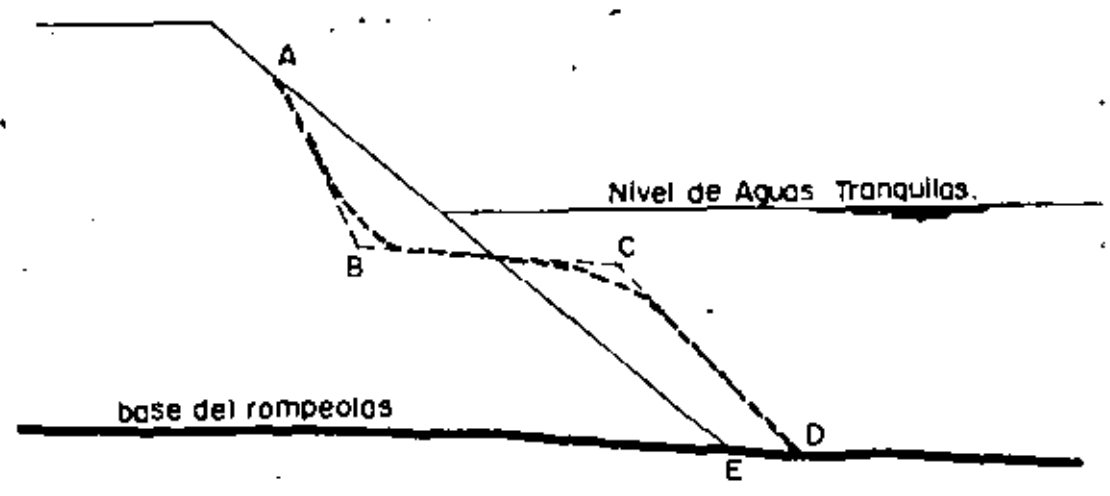


FIGURA NO. 3 CURVA ACUMULATIVA DE DAÑO EN % A LO LARGO DEL ROMPEOLAS.



1.3.- INFLUENCIA DE DIFERENTES PARAMETROS.

Del inciso anterior (1.1) se puede concluir que las magnitudes importantes que afectan las condiciones de estabilidad de un rompeolas, componen dos grupos; las correspondientes al oleaje y las correspondientes a la propia estructura. Para el primero son; la altura, el período y la relación de esbeltez de la ola; mientras que para el segundo son, el peso individual de los elementos de la coraza a través del peso específico o densidad relativa al agua, la forma de los propios elementos y la pendiente de la estructura.

Por otra parte T. Carstens (3), considera que el "Run up", R (ascenso de la ola sobre la estructura) es de mayor influencia en la estabilidad de la estructura que la misma altura de la ola, el cual es función de la relación de esbeltez (H/L), de la profundidad relativa (d/L) de la altura de ola relativa (H/d), del ángulo del talud del rompeolas (α), del ángulo de la pendiente de la playa (β), de la forma (r), de los espesores (e) y de la permeabilidad (θ) de los materiales de la coraza y capa intermedia, es decir:

$$R = f(\alpha, H/L, d/L, H/d, \beta, r, e, \theta) \quad (1.3)$$

Pruebas realizadas en el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Portugal (4), mostraron una marcada influencia de la profundidad "d" en la formación del perfil de equilibrio de un rompeolas para un oleaje rompiente sobre éste. El U.S. Corps of Engineers (34) manifiesta que la misma profundidad d se hace sensible para valores de d/L menores a 0.2. De acuerdo a la información anterior y a otra existente de los que no se llega a conclusiones determinantes, se ha optado por que la influencia de d en la estabilidad de las estructuras de enrocamiento se haga a través del coeficiente de estabilidad de Hudson (K_D) para oleaje rompiente y no rompiente (33).

Otro parámetro determinante del oleaje que influye en la estabilidad de los rompeolas estudiadas es la duración-

de éste, al cual ha sido ya tomado en cuenta a través del - - avance del daño de las capas de la coraza (9) y que cuantitativamente afecta al coeficiente de estabilidad de Hudson.

Con relación a los parámetros propios de la estructura, tales como los nombrados al principio de este inciso, son muchos otros y así mismo los autores, que en forma indirecta, en la ecuación de Hudson los han hecho intervenir a través de su coeficiente K_p , tales como la colocación, forma y trabazón de los elementos unitarios, espesor y número de capas de la coraza y zona intermedia, fricción de las rocas entre sí y entre capa y capa, permeabilidad de la coraza, capas intermedias y núcleo, situación de los elementos en el morro o en el cuerpo, etc.

Estudios realizados en Francia (35), demostraron que haciendo intervenir la densidad del agua del mar, produce un incremento del orden de 10% a 15% del peso de los elementos de coraza calculados con cualesquiera de las ecuaciones tratadas en (1.1) (las que consideran que el valor de la densidad del agua es la unidad) llegando a establecer que el término $\delta/(\delta - 1)^3$ debe sustituirse por $\delta - \delta_0^3/(\delta - \delta_0)^3$, siendo δ_0 , la densidad del agua de mar, y δ la densidad de la roca.

Por lo que al talud se refiere, e independientemente de las funciones $f(\alpha)$ que intervienen en los criterios analíticos tratados en el inciso (1.1), existen otros criterios -- que hacen sentir su desacuerdo en la continuidad de los perfiles trapeciales con pendiente uniforme (19), proponiendo que podrían ser sustituidos por "perfiles ajustados", (perfiles de equilibrio) obteniendo un grado mayor de compatibilidad entre la acción del oleaje, la pendiente geométrica, la forma y la colocación de los elementos de la coraza, lo cual aunado al mejoramiento de condiciones de fricción y permeabilidad -- del material, se consigue una máxima estabilidad y amplios beneficios económicos, pues tales aspectos hacen que el peso de los elementos de coraza disminuye. Este "perfil ajustado" debe estar dividido en tres zonas, figura No. 4, de modo que la zona BC denominada "falsa playa", y que corresponde a la de me

nor pendiente, induce a la ola a romper en C reduciendo el ascenso de la misma. El rompimiento previo de la ola, hace que ésta no golpee al rompeolas. La pendiente más pronunciada -- CD, hace menos violenta la interacción entre el flujo de retorno y la ola rompiente, reduciéndose tanto la máxima fuerza normal como la paralela al perfil en el nivel más abajo de la ola en su regreso, ya que éstas son las más críticas para la estabilidad del rompeolas.

La fricción entre los elementos y capas del rompeolas es y ha sido tomada mediante la fuerza deslizante como el factor de equilibrio con todas las fuerzas hidráulicas que actúan sobre la estructura (16), lo cual está íntimamente ligado a las irregularidades de los elementos y capas componentes (19), traduciéndose esto en una mayor trabazón y en consecuencia mayor dificultad para rodar (15), lo cual a su vez dependerá de la forma de los elementos.

El número de capas de la estructura se traduce fundamentalmente en la permeabilidad de la misma, encontrando Hudson (13) un aumento considerable en la estabilidad para altas permeabilidades del material de capa intermedia y núcleo.

La situación de los elementos, es también de consideración tomarla en cuenta, pues, la estabilidad de una determinada sección transversal de morro con respecto a la sección correspondiente al cuerpo es diferente, lo cual sucede debido al ángulo de incidencia del oleaje que es distinto en uno y otro caso.

1.4.- CRITERIO DE DISEÑO.

Los criterios distintos empleados en el diseño de los rompeolas, son sin embargo, coincidentes en el objetivo de que estas estructuras sean seguras, eficientes y económicas, implicando lo anterior que sean capaces de resistir el embate del oleaje, que satisfagan las condiciones de protección admisibles y que su costo sea el más bajo posible.

El cumplimiento de los objetivos anteriores se ven fuertemente influenciados por parámetros de tipo permanente y

casual, incluyéndose en el primer caso, entre otros: el peso específico de la roca (natural o artificial), talud, colocación y permeabilidad. Para el segundo caso, la magnitud y la frecuencia de ocurrencia de eventos extremos tales como: la altura y duración de las olas y el daño permisible.

De acuerdo al anterior conjunto de parámetros, el de mayor dificultad en definir desde el punto de vista económico es el relacionado al daño permisible que un cierto oleaje pueda ocasionar sobre la estructura, lo cual ha permitido establecer los criterios de diseño siguientes:

1.4.1.- Criterio de "poco daño" (4).

Aquí la altura de la ola origina el movimiento de algunos elementos, pero sin producir cambios sensibles en el rompeolas, lo cual indica que la estructura fallaría con una ola 1.5 veces más alta.

1.4.2.- Criterio "sin daño" (13).

En este caso, la definición "sin daño", establece que el número de elementos desplazados por el oleaje no sea superior al 1% del total de elementos dentro de la zona de ataque.

2.4.3.- Criterio de "falla total", (17):

Este criterio considera que la falla de la zona de ataque del oleaje ocurre cuando casi seis filas de elementos de la coraza podrían resbalarse simultáneamente.

1.4.4.- Criterio de "perfil ajustado", (19).

En base al perfil de equilibrio producido por la acción del oleaje podría mejorarse la geometría de los rompeolas tradicionales (trapeciales) con el abatimiento respectivo de las fuerzas inducidas por el oleaje.

1.4.5.- Criterio de "funciones de daño", (2), (9), (36).

Este criterio es el más comúnmente empleado en la actualidad, acepta que los rompeolas de enrocamiento estén dise

ñados para soportar condiciones de oleaje de origen ciclónico causando algunos daños o alcanzando el equilibrio de la estructura.

El presente criterio y el de "sin daño", son definidos numéricamente a través del coeficiente de estabilidad K_D de Hudson que conforme aumenta el número de investigaciones sobre la estabilidad de rompeolas sus valores son más perfectos, pues cada vez toma en consideración factores naturales de amplia influencia tales como; técnicas de colocación de los elementos, ataque oblicuo o perpendicular del oleaje, duración de la tormenta generada y la irregularidad del oleaje.

APÉNDICE I

INTERACCION DINAMICA DEL OLEAJE - ESTRUCTURA.

Un rompeolas de enrocamiento sujeto a la acción de una ola de corto período, genera fuerzas dinámicas que tratan de levantar y hacer rodar los elementos de la coraza del rompeolas, las cuales son contrarrestadas por el peso de las rocas y la fuerza de fricción entre ellas existente (13, (16)).

Las fuerzas dinámicas consisten en; la de arrastre y la de inercia, que combinadas dan la expresión siguiente:

$$F_i = C_1 l_e^2 \frac{\gamma_a}{g} v^2 \tag{1.1}$$

siendo

v , la velocidad del agua fluyendo alrededor de los elementos de la coraza.

l_e , una característica lineal de los elementos, tal que el área proyectada de éstos normal a la velocidad es $k_a l_e^2$ y el volumen $k_v l_e^3$; siendo k_a y k_v coeficientes de área y volumen respectivamente.

γ_a , peso específico del agua.

g , la aceleración debida a la gravedad, y

C_1 , coeficiente que es función de los coeficientes de arrastre C_D , del coeficiente de masa virtual C_m (de la fuerza de arrastre y de inercia respectivamente, función ambas de la forma y del número de Reynolds) de k_a , k_v y de la aceleración del flujo entre los elementos $(\frac{dv}{dt})$.

Considerando la velocidad del flujo V igual a la velocidad de la partícula de la cresta de la ola en el momento de romper, y considerando también que es igual a la celeridad (C) de la propia ola se tendrá:

$$V = v_b = C = (g d_b)^{1/2} \tag{1.2}$$

siendo d_b , la profundidad a la cual rompe la ola de altura H_b .

H_b , igual a $k d_b$, donde k es un coeficiente función de la relación de esbeltez H/L .

sustituyendo el valor de d_b en la ecuación 1.2 se tiene

$$V_b = (g H_b/k)^{1/2} \quad (1.3)$$

usando este valor en la ecuación (1.1)

La expresión se transforma en:

$$F_1 = C_1 l_e^2 \frac{\gamma_a}{k} H_b \quad (1.4)$$

Por otra parte, el peso sumergido individual de los elementos es:

$$P' = k_v l_e^3 (\gamma_e - \gamma_a).$$

donde γ_e , es el peso específico de los elementos; γ_a , peso específico del agua.

Si se considera que en un momento dado la fuerza de fricción existe, resultaría que $P' = F_1$, o sea:

$$k_v l_e^3 (\gamma_e - \gamma_a) = C_1 l_e^2 \frac{\gamma_a}{k} H_b \quad (1.5)$$

de modo que, si en esta ecuación se sustituye la relación γ_e/γ_a por δ , y el valor l_e despejado de la ecuación correspondiente al peso P individual de los elementos fuera del agua ($P = a k_v l_e^3 \gamma_e$), resulta

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H_b^3} = \left(\frac{C_1}{K K_v^{2/3}} \right)^3 \gamma_a \quad (1.6)$$

donde

$$\frac{C_1}{K K_v^{2/3}} = f(C_0, C_m, k_a, k_v \frac{\partial v}{\partial t}, H/L)$$

Considerando ahora que las fuerzas dinámicas originadas por la ola rompiente sobre los elementos del rompeolas, y las producidas por una ola no rompiente, sean iguales en primera aproximación (corrigiéndose esto con un coeficiente que sea función de la profundidad relativa d/L), permite generalizar la expresión (1.7) para oleaje rompiente o no, e incluyendo el

efecto de la fuerza de fricción, en base a parámetros tales como; ángulo del talud α , forma r , colocación y trabazón de los elementos k_e , y haciendo participar el efecto del run-up (a través de H/L , d/L , α), de los espesores, e , de la permeabilidad θ de la estructura y del ángulo de la playa β se tendrá la siguiente representación:

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta} = \gamma_a F (C_D, C_M, k_a, k_v, \frac{\partial v}{\partial t}, H/L, d/L, H/d, \alpha, \beta, r, k_e, e, \theta, \text{método de colocación}).$$

En la función F , independientemente de los parámetros que ésta incluye en la ecuación (1.8), cabe hacer notar que existen muchas otras variables tales como el daño D , tiempo de acción del oleaje, ángulo y sitio de incidencia del oleaje. Sin embargo, dada la dificultad de cuantificación de esta función F en los inicios de estudios en modelos hidráulicos, ésta fue reducida en factores posibles a medir, posteriormente, con el avance técnico en sistemas de medición han sido considerados otros más.

La ecuación 1.8, presentada en su forma concisa es:

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3} = \gamma_a F \quad (1.9)$$

cuyo primer término fue común para todas las fórmulas tratadas en el inciso 2.1 del Capítulo II y son comparados en la figura No. A.1.1 de este apéndice.

Este mismo término puesto de la forma:

$$\frac{P (\delta - 1)}{\gamma_e H^3} = F \quad (1.10)$$

corresponde a la ecuación de Hudson, designando a la función $1/F$ como número de estabilidad o de Hudson N_s obtenido experimentalmente, de modo que $N_s^3 = K_D \cot \alpha$, donde K_D absorbe todos los parámetros mencionados, excluyendo β .

COMPARACION DE FORMULAS DE ESTABILIDAD DE ROMPEOLAS.

1.- FORMULAS DE E. CASTRO.

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H_b^3} = \frac{K}{(\cot \alpha + 1)^2 (\cot \alpha - \frac{2}{\delta})^{1/2}}$$

siendo:

$$K = 704$$

$$\delta = 2.6$$

α	$\cot \alpha$	$(\cot \alpha + 1)^2$	$(\cot \alpha - \frac{2}{\delta})^{1/2}$	$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H_b^3}$
26°	2.050	9.30	1.151	0.65×10^2
28°	1.880	8.294	1.054	0.805×10^2
30°	1.732	7.463	0.981	0.961×10^2
32°	1.600	6.760	0.911	1.143×10^2
34°	1.483	6.160	0.843	1.355×10^2
36°	1.376	5.645	0.779	1.600×10^2
38°	1.279	5.193	0.714	1.898×10^2

2.- FORMULA DE R. IRIBARREN.

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H_b^3} = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$$

siendo k = 15

α	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$(\cos \alpha - \sin \alpha)$	$(\cos \alpha - \sin \alpha)^3$	$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H_b^3}$
26°	.898	0.438	0.460	0.097	1.54×10^2
28°	.882	0.469	0.413	0.070	2.15×10^2
30°	.866	0.500	0.366	0.049	3.06×10^2
32°	.848	0.529	0.319	0.032	4.67×10^2
34°	.829	0.559	0.270	0.019	7.64×10^2
36°	.809	0.587	0.222	0.010	13.85×10^2
38°	.788	0.615	0.173	0.0051	29.30×10^2

3.- FORMULA DE R. IRIBARREN MODIFICADA POR HUDSON.

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H_b^3} = \frac{K \gamma_a}{(\cos \alpha - \frac{1}{\mu} \sin \alpha)^3}$$

siendo K = variable

$$\mu = 1$$

α	$(45^\circ - \frac{\alpha}{2})$	$t_g^3 (45 - \frac{\alpha}{2})$	$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3}$
26°	32°	0.244	1.64 x 10 ²
28°	31°	0.216	1.85 x 10 ²
30°	30°	0.192	2.09 x 10 ²
32°	29°	0.170	2.35 x 10 ²
34°	28°	0.150	2.66 x 10 ²
36°	27°	0.132	3.03 x 10 ²
38°	26°	0.116	3.46 x 10 ²

6.- FORMULA DE J. LARRAS.

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3} = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$$

siendo

$$K = 15$$

Los resultados son iguales a los de R. Iribarren.

7.- FORMULA DE HEDAR.

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3} = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$$

siendo

$$K = 15 \text{ (sin overtopping).}$$

Los resultados son iguales a los de R. Iribarren.

8.- FORMULA DE BEAUDEVIN.

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3} = \frac{K}{\cot \alpha - 0.8} - 0.15$$

siendo

$$K = 250$$

α	$(\cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3$	K	$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3}$
26°	0.097	0.0175	1.18 x 10 ²
28°	0.070	0.0153	1.18 x 10 ²
30°	0.049	0.0133	2.71 x 10 ²
32°	0.032	0.0106	3.31 x 10 ²
34°	0.019	0.008	4.21 x 10 ²
36°	0.010	0.006	6.00 x 10 ²
38°	0.005	0.003	6.00 x 10 ²

4.- FORMULA DE MATHEWS.

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3} = \frac{K}{(\cos \alpha - 0.75 \text{ sen } \alpha)^2}$$

siendo

K = 37.5

T = 2.5 H

α	$(\cos \alpha)$	$(0.75 (\text{sen } \alpha) - 0.75 \text{ sen } \alpha)$	$(\cos \alpha - 0.75 \text{ sen } \alpha)$	$(\cos \alpha - 0.75 \text{ sen } \alpha)^2$	$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3}$
26°	.898	.328	0.570	0.324	1.14 x 10 ²
28°	.882	.351	0.531	0.281	1.83 x 10 ²
30°	.866	.375	0.491	0.241	1.56 x 10 ²
32°	.848	.396	0.452	0.204	1.85 x 10 ²
34°	.829	.419	0.410	0.168	2.24 x 10 ²
36°	.809	.440	0.369	0.136	2.78 x 10 ²
38°	.788	.461	0.327	0.106	3.54 x 10 ²

4.- FORMULA DE F. W. RODOLF.

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3} = \frac{K}{t_g^3 (45^\circ - \alpha/2)}$$

siendo

K = 40

T = 2.5 H

α	$\cot \alpha$	$(\cot \alpha - 0.8)$	$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3}$
26°	2.050	1.25	1.63×10^2
28°	1.880	1.08	1.95×10^2
30°	1.732	0.932	2.31×10^2
32°	1.600	0.800	2.84×10^2
34°	1.482	0.683	3.31×10^2
36°	1.376	0.576	3.98×10^2
38°	1.279	0.479	4.85×10^2

9.- FORMULA DE HUDSON.

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3} = \frac{\gamma_a}{K_D \cot \alpha}$$

siendo

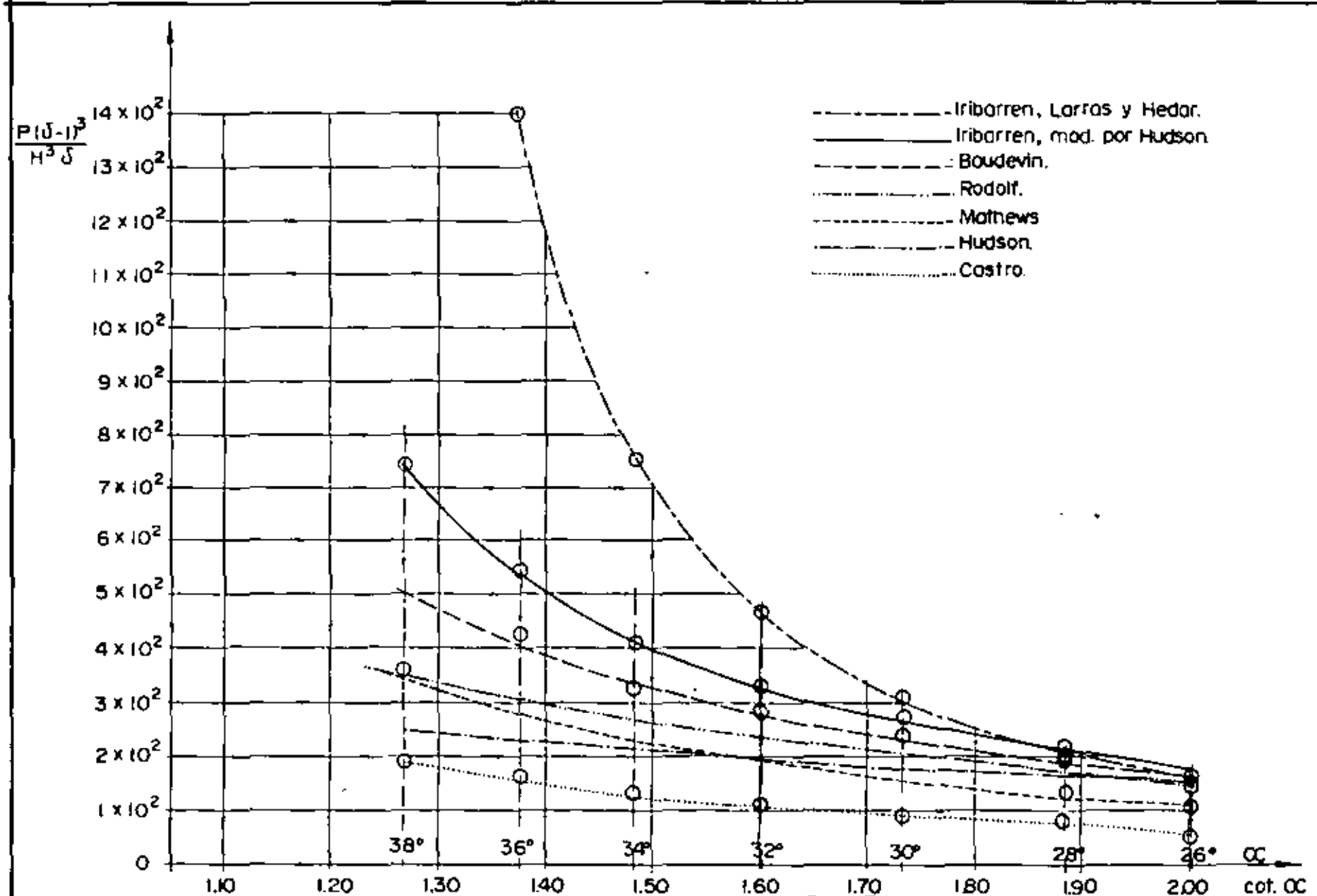
$$K = 3.2$$

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

$$\delta = 2.6$$

Nota:

Las fórmulas de Epstein y Tyrrel, y la de Hennes y Leonoff no fueron sometidas a comparación por desconocimiento preciso del valor de K respectivo.



LEY DE VARIACION DEL PARAMETRO $\frac{P(\delta-1)^3}{H^3\delta}$ CON RESPECTO A OC.

Figura no. A - 1

- 141
- (11) HICKSON R Y ROFOLF F. Desing and construction of - - jetties. Proc. of first Conference on Coastal Engineering - 1951.
- (12) HUDSON, R. Laboratory investigation of -- rubble-mound breakwaters Journal of the Waterway and Harbors Division. Sept. 1959.
- (13) HUDSON, R. Stability of rubble-mound - - break waters. Technical re - port 2-365-Jun, 1953 U. S. Army Engineer, Waterways Experiment Station, C. E. Vicks - burg, Miss.
- (14) HUDSON, R. Reliability of rubble-mound - breakwater stability models. - Modeling Techniques Vol. 11 - ASCE. Sept. 1975 San Francis - co, Cal.
- (15) HYDRAULICS RESEARCH - STATION. Stability of tribar armouring Report of The Hydraulics Re - search Station. Wallingford- 1971.
- (16) IRIBARREN C.R. Y NOGA LES O. C. Obras Marítimas Oleaje y Di - ques. Edit. Dossat, S. A., - Madrid 1954.
- (17) IRIBARREN, C. R. Formule pour le calcul des di - ques en enrochement naturels - on elements artificiels XX1st International Navigation Cong - ress Stokholm 1956 P.I.A.N.C
- (18) IPPEN ARTHUR T. Estuary and Coastline Hydrody - namics. Mc. Graw Hill New - - York 1966, Chapter 17.
- (19) JOHANSSON AND BRUNN P.M. Hydraulic performance on ru - bble mound breakwaters rea -- sons de faires. University of Norways 1971.
- (20) JUAREZ BADILLO, F. Mecánica de Suelos. Tomo II - Facultad de Ingeniería U.N.A.M 1965.
- (21) KAMEL ADEL, M. Damage funtion of rubble mo-- und breakwaters. Discussion - in water ways and Harbors Di - vision ASCE WW2 may 1970.

- (22) LAVAL, D. Cours de Travaux maritimes -- Tomo 1, 2e. fascicule 1961-1962 Ecole Nationale des Ponts et-Chausseus. Paris, France.
- (23) MELVILLE S PRIEST. Seaward profile for rubble -- mound breakwaters. Proc 9th-Conference Coastal Engineering on Lisboa, Portugal, June - - 1964.
- (24) MERREFIELD ERIC, M. Dolos Concrete armor protec - tion 38 Civil Engineering- -- ASCE. Decemeber 1968.
- (25) OUELLET YVON. Effects of irregular wave - - trains on rubble-mound breakwaters. Journal of the water ways harbors and Coastal - -- Engineering division Vol. 98-feb/1972.
- (26) OUELLET YVON. Considerations on factors in-breakwater model test. Proc. 13th Coastal Engineering Conference Vancouver, B.C. Canada July 1972. Vol. III.
- (27) PALMER ROBERT O. Honolulu reef runway dike. - Proc 12th Coastal Engineering Conference. Sept. 1970 Was - hington, D. C.
- (28) QUINN ALONZO DE F. Design and Construction of -- ports and marine structures.- Mc.Graw Hill. 1961.
- (29) ROGAN, J. A. Comportament de Jetees en enrochement vis-a-vis de la houle Supplement a No. 1-1968 -- Bulletin de la Direction des Etudes et Recherches. Chatou France.
- (30) SOLLITT CHARLES, K. Wave transmission through permeable breakwaters. Proc -- 13th Coastal Engineering Conference July 1972 Vancouver - Canada. Vol. III
- (31) SUAREZ BORES, P. OIa de Cálculo. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Laboratorio de Puertos 5-B Madrid 1968.

(32) TZIMOPOULOS CH. Recherches sur profils de brise lames en enrochements économiques stables et non franchis par la houle. Bulletin de la Direction des études et recherches No. 4, 1973.

(33) U.S. ARMY COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER Shore protection planning and design. Technical report - No. 4 3th Edition 1966.

(34) U.S. CORPS OF ENGINEERS. Stability of rubble-mound - - breakwater Technical Memorandum No. 2 Junio 1973.

(35) VALEMBOIS, J. Similitude dans les essais de Stabilité de diques. Note D.R 27-11 Janvier 1962. Laboratoire National de France.

(36) VAN DE KREEKE. Damage function of rubble - - mound breakwaters. Journal - Waterways and Harbors Division ASCE WW3. Aug. 1969.

(37) WIGEL, R. L. Oceanographical Engineering - Prentice Hall International, 1965.

(38) WILSON KENNETH W. Scale effects in rubble-mound breakwaters. Proc. 13th. - - Coastal Engineering Conference July 1972, Vancouver Canada, Vol. III

(39) WHITE STANLEY M Y MADSEN O. S. Reflection and Transmission-- Characteristics of porous rubble Mound Breakwaters. Report No. 76-5 March 1976 U.S. Army Corps of Engineers.

(40) HOEL PAUL, G. Introduction to Mathematical- Statistics. Third Edition. - Wiley International Edition.

(41) MAISEL LOUIS. Probabilidad y Estadística. - Dit. Fondo Educativo Interamericano, S. A.

77

V. CONGRESO NACIONAL DE HIDRAULICA
FORMACION DE TOMBOLOS EN EL CONTROL DEL TRANSPORTE LITORAL

HIDRAULICA EN EL MEDIO FISICO

* MIGUEL A. VERGARA SANCHEZ

** JOSUE CORNEJO VELASCO

R E S U M E N

En los problemas de control del transporte litoral, la colocación de una obra separada de la playa que propicie la formación de un tómbolo, presenta una gran eficiencia comparada con otros sistemas que son usados regularmente.

Un estudio experimental en modelo sedimentológico físico en el que se empleó baquelita, ha sido desarrollado, llegando a encontrar límites de formación de tómbolos, así como los porcentajes de acumulación en los casos de formación total y parcial del tómbolo.

Durante los ensayos se variaron la mayor parte de los parámetros que están influyendo en la formación de los tómbolos como son: la longitud del obstáculo, la separación del obstáculo con la playa, el ángulo del eje de la estructura con respecto al oleaje incidente, el talud del obstáculo, la altura de ola y su período.

Observaciones en la naturaleza de la evolución de la playa después de hundir tres embarcaciones en las costas de Salina Cruz, Oax. se han comparado con los resultados experimentales y éstos han mostrado gran concordancia.

Un análisis comparativo con espigones y tómbolos se realizó en el mismo modelo, el cual permitió definir el orden de eficiencia que se tiene entre ellos.

* Investigador del Laboratorio de Ingeniería Hidráulica,
E. S. I. A. - I. P. N.

** Investigador del Laboratorio de Ingeniería Hidráulica,
E. S. I. A. - I. P. N.

** Ingeniero Projectista, Compañía Proyectos Marinos, S.C.

I N T R Ó D U C C I O N

La construcción de estructuras paralelas y separadas de la playa con fines de control de erosión o de recuperar terreno, son poco usuales, sin embargo, las construidas han mostrado buen comportamiento (1), desafortunadamente es también reducida la información concerniente a los criterios de diseño de las mismas. Debido a esto último, en el Laboratorio de Hidráulica de la Dirección General de Obras Marítimas Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México, se hicieron estudios experimentales en modelo hidráulico, de modo que a través de éstos se estableciera el criterio apropiado para proyectar este tipo de estructuras sobre la playa Oeste del Puerto de Salina Cruz, Oax, el cual se localiza en las costas del Pacífico sobre el Golfo de Tehuantepec. Con la formación del Tómbolo atrás de la estructura paralela a la playa, se buscaba obstaculizar el acarreo litoral, y de esta forma proteger al puerto contra el azolve de arena que desde hace mucho tiempo venía sufriendo y alcanzando valores anuales de dragado de hasta ----- 5000,000 m³.

Los factores tratados para el establecimiento del criterio de diseño, fueron principalmente; la separación, entre la estructura y la playa, la orientación de la estructura con respecto al oleaje y a la playa, y el talud de la estructura.

EL MODELO.

Los experimentos se llevaron a cabo en un tanque de olas de dimensiones 14.80 m x 11.20 m, equipado con un generador de olas articulado en el fondo,

Para relacionar los ensayos en el modelo con la naturaleza, se adoptó una escala de líneas de 1:150 sin distorsión. El material móvil usado fue baquelita de 1.8 mm de diámetro. Los ensayos se desarrollaron sobre una playa de 12 m de longitud con un pendiente --

travesal promedio de 10%. En todos los ensayos la orientación de la playa con el batidor fué la misma. El nivel de operación siempre fue el Nivel de Pleamar Media (MHW).

ENSAYOS.

El desarrollo de los ensayos se hizo sobre una playa en equilibrio dinámico. Los ensayos consistieron en observar la evolución de la playa al colocar diques separados de la costa, para orientaciones distintas con respecto a la playa y al oleaje predominante, con la finalidad de obtener los límites de formación de tómbolos, así como las cualidades de este sistema y compararlas con las del sistema tradicional a base de espigones. Para lograr esto, aparte de realizar ensayos con obras separadas de la playa, se realizó otro ensayo con un espigón sujeto a las mismas condiciones de oleaje que en los anteriores.

Los parámetros tratados y considerados de mayor influencia fueron los siguientes:

- 1.- Talud del obstáculo (t)
- 2.- Separación del obstáculo con la playa (s)
- 3.- Longitud del obstáculo (L)
- 4.- Angulo del eje de la estructura con respecto al oleaje incidente (ϕ)
- 5.- Angulo del eje de la estructura con respecto a la playa (β)
- 6.- Profundidad de desplante del obstáculo (d)
- 7.- Altura del oleaje (H)
- 8.- Período de la ola (T)

Estos parámetros, Figura N° 1, se variaron en el curso del trabajo experimental; conservando para la estructura a talud la misma elevación y ancho de corona, mientras que para estructuras de paramento vertical la elevación fué igual a la anterior y el ancho de 2.5 veces al correspondiente a los de ---

talud.

ENSAYO CON MUROS REFLEJANTES SEPARADOS DE LA PLAYA.

Se probaron muros verticales (Fotografía 1) de 33 y 67 cm de longitud (50 y 100 m en prototipo) en diferentes posiciones variándose la separación (S) desde 0.5 hasta 2.25 veces la longitud del obstáculo (L), así como también el ángulo del eje de la estructura con respecto al oleaje incidente (θ) a 0°, 20°, 30° y 40° .

El oleaje con que se operó el modelo corresponde la predominante en la zona y fué el mismo para todos los ensayos, siendo sus características; altura $H = 1.5$ cm ($H = 2.25$ m en prototipo), período $T = 0.78$ seg, ($T = 9.55$ seg en prototipo), con una relación de esbeltez (γ) en el sitio de la colocación del obstáculo del orden de $= 0.03$

El tiempo de operación para cada ensayo fué el suficiente hasta lograr el rebase del 80% del material alimentado.

De los resultados obtenidos en estos ensayos se destacan las siguientes cualidades.

- 1) La orientación de la obra que permite la formación completa del tómbolo para la mayor separación S corresponde $\theta = 0^\circ$ - con una relación de $\frac{L}{S} \geq 0.8$ (figura N° 2).
- 2) La orientación de la obra con respecto al oleaje incidente que resultó ser la más eficiente en lo que concierne a la capacidad de retención es también la correspondiente a $\theta = 0^\circ$ (Figura N. 4).

ENSAYOS USANDO DIQUES A TALUD SEPARADOS DE LA PLAYA.

Se realizaron ensayos con diques de talud 1.5:1 (Fotogra-

fía N° 2) con longitudes de 33 y 67 cm (50 y 100 m en prototipo) para separaciones S desde 0.5L hasta 2L y ángulos del eje del dique respecto al oleaje incidente ϕ de, 0°, 20°, 30° y -40°. Figura N° 1 .

Las características del oleaje reproducido y las condiciones sedimentológicas de la playa, fueron las mismas que en los ensayos con muros reflejantes.

De las observaciones realizadas y de su procesamiento, se concluyen los siguientes resultados:

- 1) La posición del dique que permite la formación completa del tómbolo con la mayor separación S corresponde a la orientación $\phi = 0^\circ$ para relaciones de $L/S \geq 0.8$
- 2) La posición de la obra que tiene una mayor capacidad de retención de sedimentos es la colocada normal a la incidencia del oleaje $\phi = 0^\circ$ (Figura N° 5).

Adicionalmente a los ensayos anteriores, otros ensayos -- fueron realizados sobre la misma playa, la cual fué sujeta a oleajes distintos a los ya mencionados y que implicaron la necesidad de calibrarla nuevamente, hasta establecer el equilibrio correspondiente, tales ensayos consistieron en:

- a) Se probaron diques a talud de longitud $L = 83$ cm (125 m en prototipo) separados de la playa a una distancia $S = 1.3 L$ con ángulos del eje de la obra respecto al oleaje incidente ϕ de; 0°, + 20° y -20°.

Las características del oleaje reproducido para estos ensayos fueron : altura $H = 2.49$ cm ($H = 3.73$ m en prototipo), período $T = 0.78$ seg, ($T = 9.55$ seg en prototipo) y relación de esbeltez en el sitio de la colocación del dique del orden de $\gamma = 0.050$.

Las conclusiones que se desprende de estos últimos ensayos son las siguientes:

1.- A pesar de que la altura de ola incidente es 1.66 veces más grande que en los ensayos precedentes, el tómbolo se forma completamente, sin que pase sedimento entre la playa y el dique para todos los ensayos.

2.- La posición que manifestó una mayor capacidad de retención de sedimentos fué para la colocación del dique normal a la incidencia del oleaje.

b) Se ensayaron diques a talud de longitud $L = 83$ cm (125 m en prototipo) separados de la playa una distancia $S = 1.3L$, con ángulos del eje de la obra respecto a la incidencia del oleaje ϕ de: 0° , $+20^\circ$ y -20° .

El oleaje que se reprodujo en estos ensayos fue con una altura $H = 2.8$ cm (4.2 m en prototipo), período $T = 1.15$ segundos ($T = 14$ seg en prototipo) y relación de esbeltez en la zona de colocación de la obra del orden de $\gamma = 0.035$.

De los resultados obtenidos, se concluye lo siguiente:

- 1.- El tómbolo se formó para cada uno de los ensayos, sin embargo en la mayor parte del tiempo se registró paso de material entre la playa y el dique.
- 2.- La posición que resultó tener una mayor capacidad de retención fué con la orientación de $\phi = 20^\circ$ y el de menor capacidad, fué el colocado perpendicular a la incidencia del oleaje.

Definidas las condiciones de localización óptimas del rompeolas separado de la costa, para la formación del tómbolo se vió la conveniencia de comparar el comportamiento del mismo

con un espigón, en lo que respecta a la capacidad de retención del material y evolución de playa, para lo cual se ensayó en el mismo sitio de colocación de diques, el modelo de un espigón, de longitud $S = 1.3 L$ (Figura N° 3) sujeto a las mismas condiciones de oleaje y sedimentológicas de los primeros ensayos. La comparación establecida llevó a cambiar las siguientes observaciones.

- 1) El inicio del paso de sedimentos en el espigón ocurre a 0.8 veces el tiempo del inicio del paso en el dique separado de la playa.
- 2) La ley de variación de los volúmenes que rebasan la estructura separada de la costa comparada con la del espigón, es prácticamente la misma. Figura N° 6

CASCOS DE EMBARCACIONES

Tomando en consideración los resultados anteriores y existiendo la disponibilidad de cascos de embarcaciones fuera de uso, se hizo el hundimiento de 3 de ellas a 1.5 km sobre la playa Oeste del Puerto de Salina Cruz, Fotografía N° 3 previo estudio en modelo hidráulico, Fotografía N° 4.

Las características de los cascos de embarcaciones fueron las siguientes:

Embarcación	Eslora	Manga	Puntal
Draga Veracruz	80.00 m	12.00 m	6.20 m
Cañonero Pojosí	78.00 m	11.50 m	9.00 m
Draga Coatzacoalcos	80.00 m	12.80 m	6.10 m

y cuyo hundimiento se hizo una cada tres meses.

Los resultados obtenidos, en principio se mostraron satisfactorios en lo que respecta a la formación de tómbolos, sin embargo, debido a la falta adecuada de sujeción, éstos se desplazaron y acarrearón en consecuencia, inestabilidad de los tómbolos.

CONCLUSIONES GENERALES

- La posición de la estructura separada de la costa que motiva la formación completa del tómbolo y que atrapa la mayor cantidad de material, deberá colocarse perpendicularmente al oleaje predominante (refractado) a una distancia S comprendida entre L y $1.3 L$.
- La colocación de la obra separada de la playa a una distancia S , manifiesta mayor poder de retención que un espigón de longitudes S .
- La posición del tómbolo respecto al centro del obstáculo resultó ser variable para las distintas separaciones e inclinaciones de las estructuras ensayadas, debido a la distribución desigual de la energía que se tiene entre el obstáculo y la playa (fotografías 1 y 2). Esta situación influye en la capacidad de retención de material.
- Se recomienda continuar experimentando en este campo, ya que se ha observado que variables que no han sido aquí consideradas están afectando en la formación del tómbolo.

REFERENCIAS

- 1.- Carlos H. Castro Sepúlveda. Solution a un propleme d'ensablement au moyen d'un multi-tombolo, applique au port de Salina Cruz, México.- Quatorzième Congrès de L'Association Internationale de Recherches Hydrauliques, Paris, -- France.- 29 aout - 3 septembre 1971.
- 2.- J. Cornejo Velasco y J. Cadena.- Contribución al estudio de formación de tombolos. IV Congreso Nacional de Hidráulica. Acapulco, Gro. México 1976.
- 3.- Departamento de Estudios y Laboratorios.- 1o. y 2o. Informe de los trabajos desarrollados - en el Modelo del Puerto de Salina Cruz, Oax.- 1973 y 1975. S. C. T. México.
- 4.- M. A. Flores Lira y J. A. Maza A.- Estudio de Estructuras para el control de Arrastre Litoral.- IV Congreso Latinoamericano.- 1970. -- A. I. R. H.
- 5.- Osamu Toyoshima.- Design of a Detached Breakwater Systeme 14th Coastal Engineering. 1974.
- 6.- S y Chew, P.P. Wong y K. Kchin. Beach Deve - Lopment Between Headland Breakwaters 14th - - Coastal Engineering. 1974.
- 7.- M. A. Vergara. J. Cornejo.- Tombolo formation in controlling Litoral drift. 4th. Symposium on Costal Sediments and ----- Structures Related to Shore Protection and -- Inlet Stabilization. South Carolina 1977.

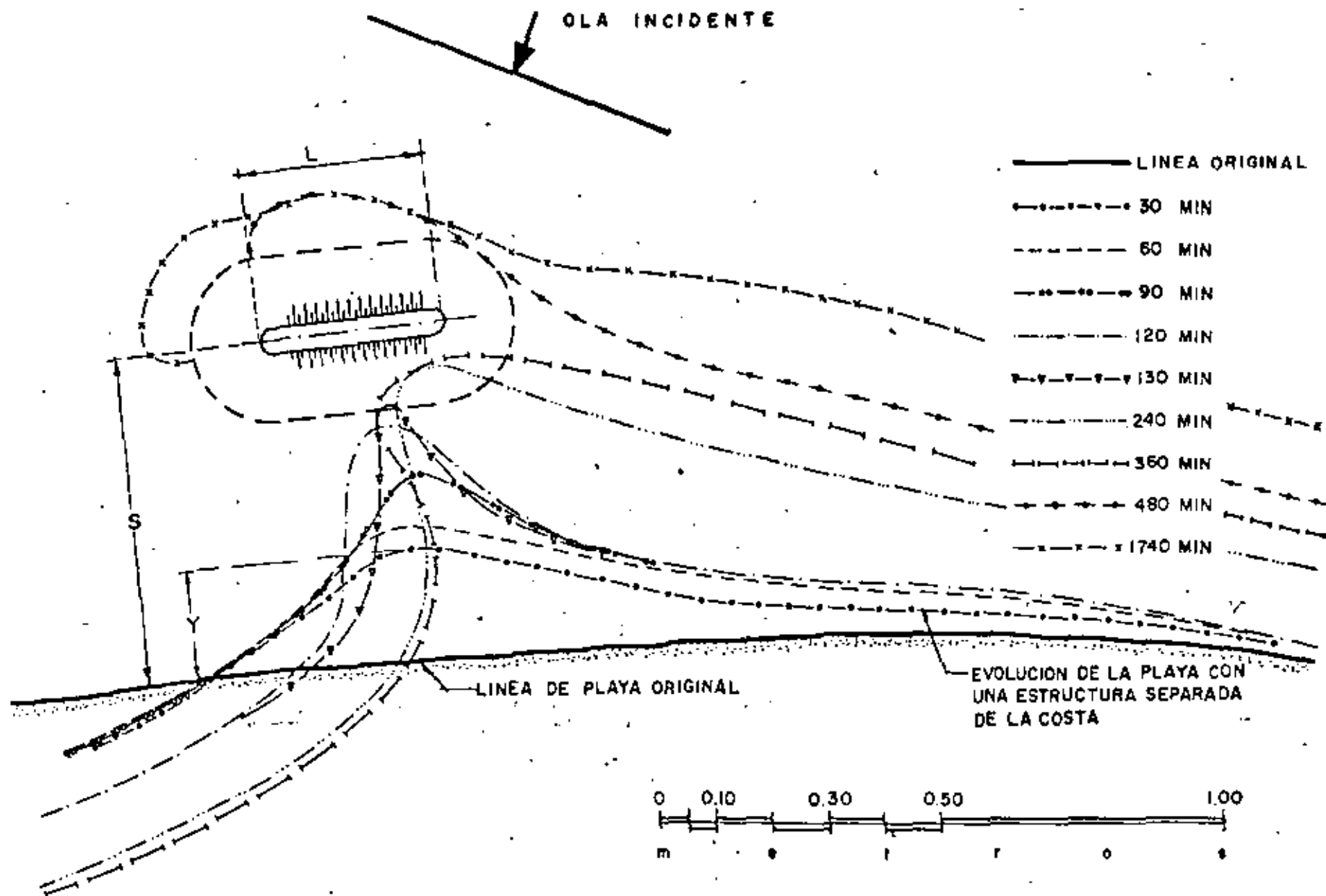


FIG. I.- EVOLUCION DE LA LINEA DE PLAYA AL COLOCAR UNA OBRA SEPARADA DE LA PLAYA PARA UN ENSAYO CON $S=46.00$ m $L=57.00$ m, $\phi=20^\circ$, $\gamma=0.30$

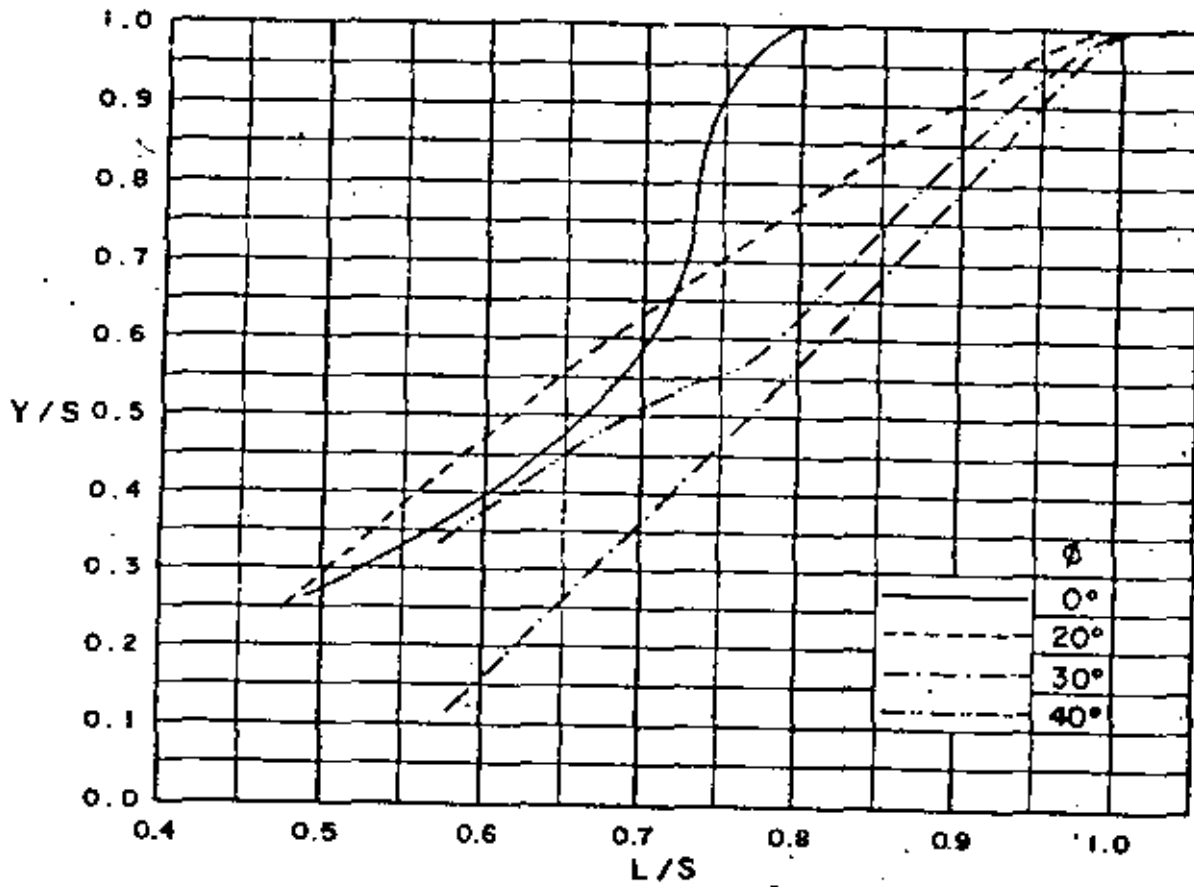


FIG.2.- RELACION ENTRE Y/S Y L/S PARA DIQUES VERTICALES COLOCADOS CON DIFERENTES ANGULOS ϕ

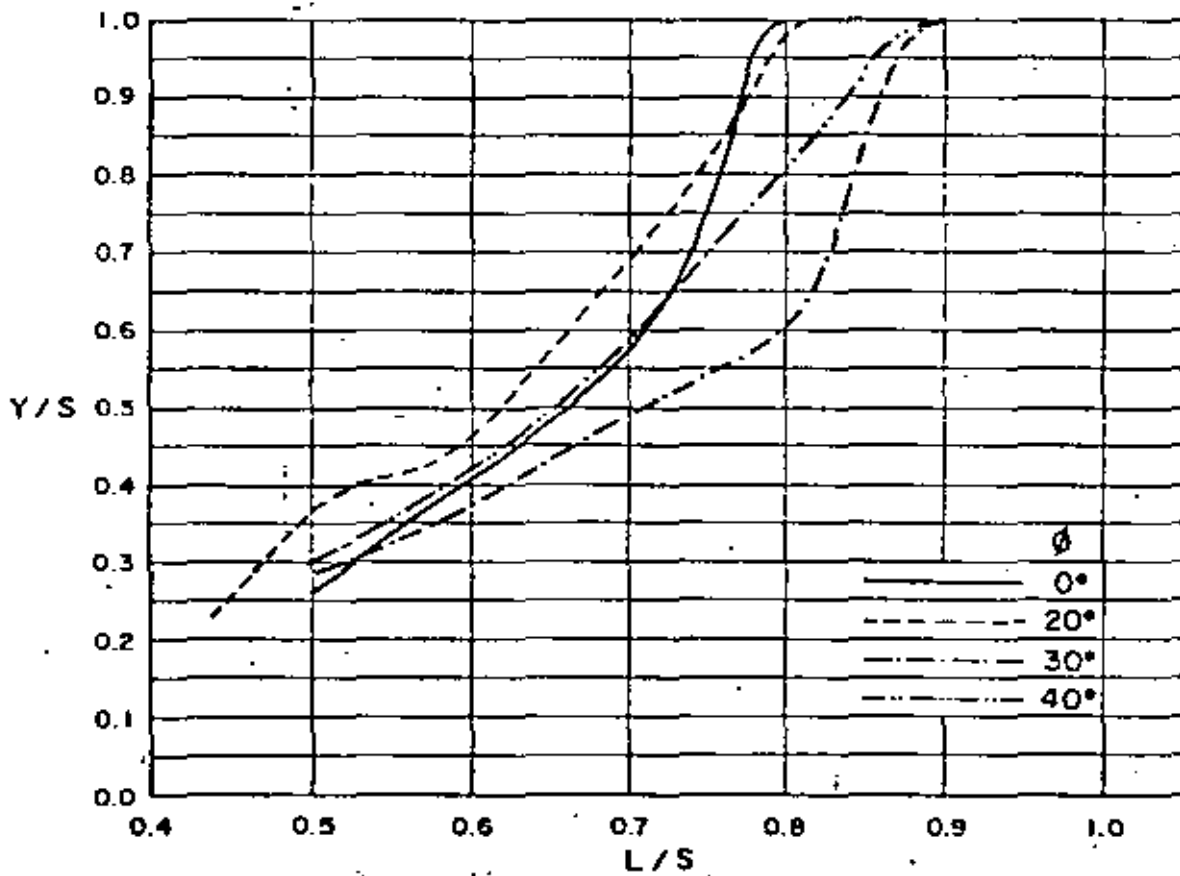


FIG.3.- RELACION ENTRE Y/S Y L/S PARA DIQUES A TALUD COLOCADOS EN DIFERENTES ANGULOS ϕ

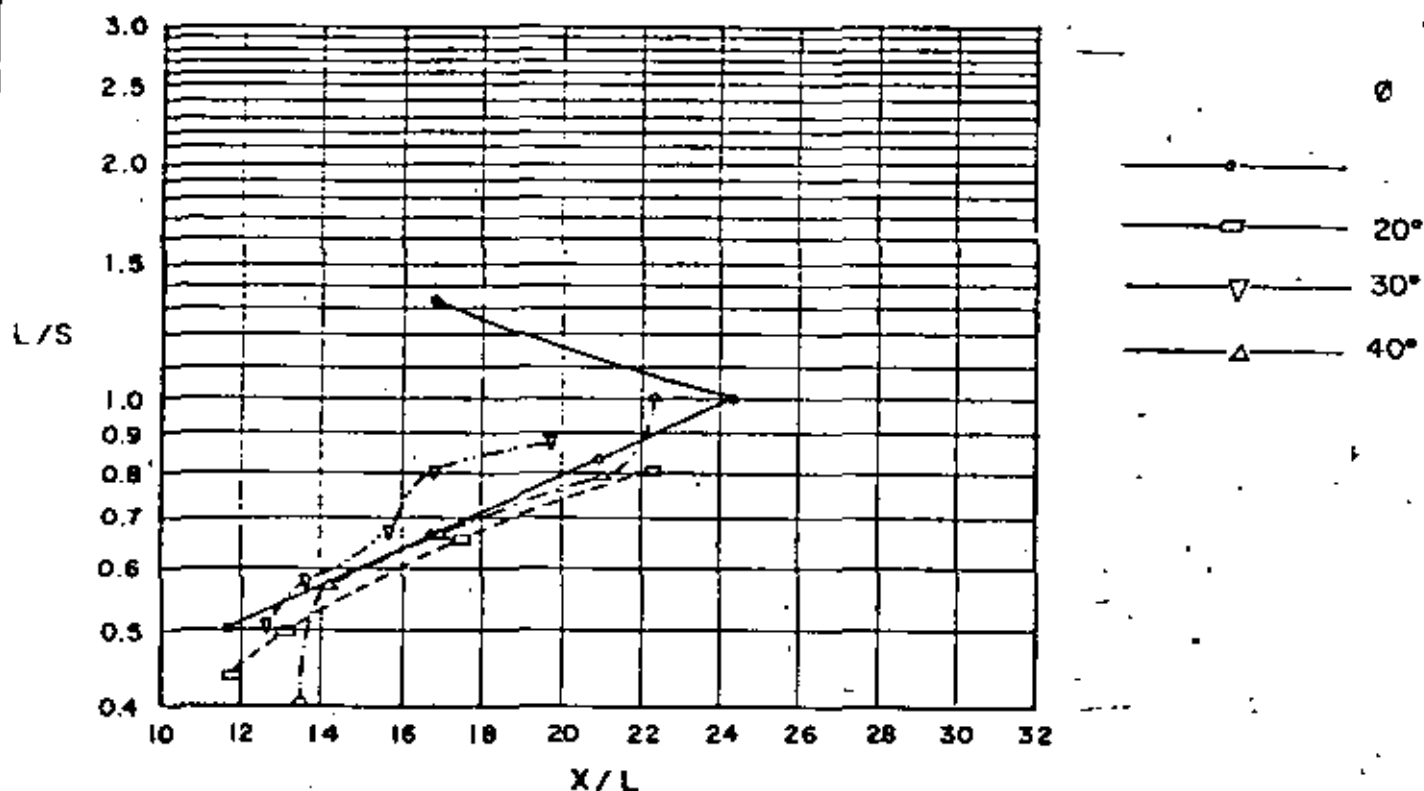


FIG. 4-RELACION ENTRE X/L Y L/S PARA OBSTACULOS COLOCADOS CON DIFERENTES ANGULOS ϕ , PARA DIQUES A TALUD.

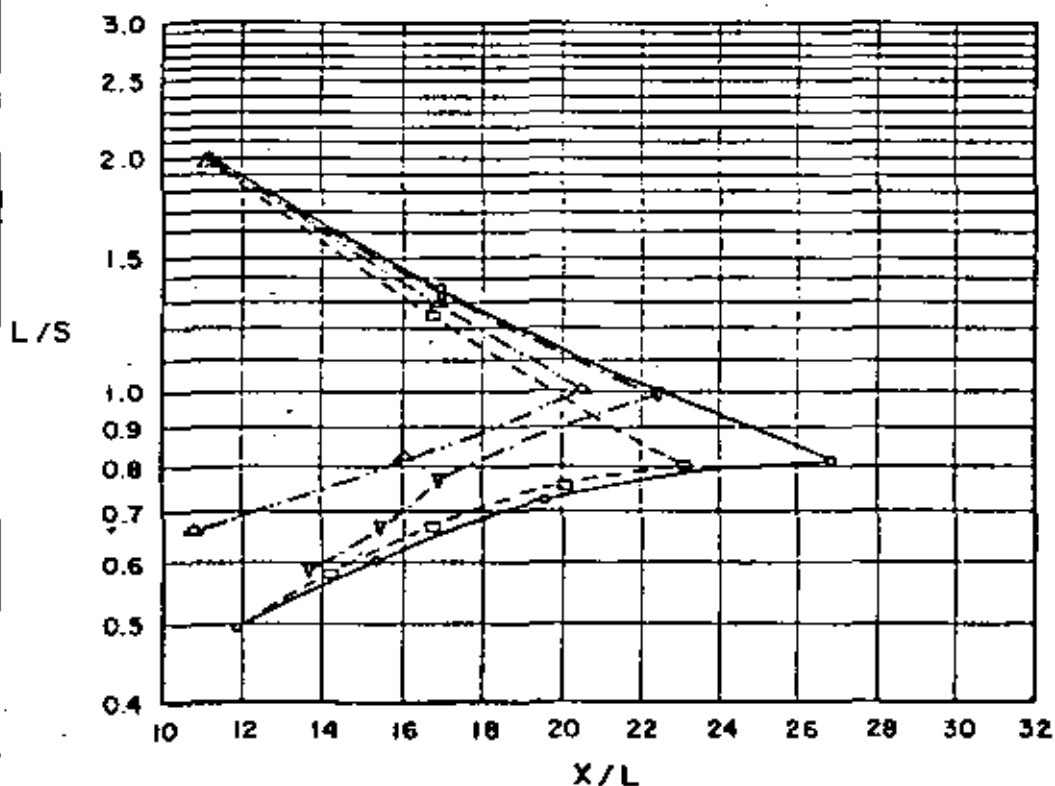
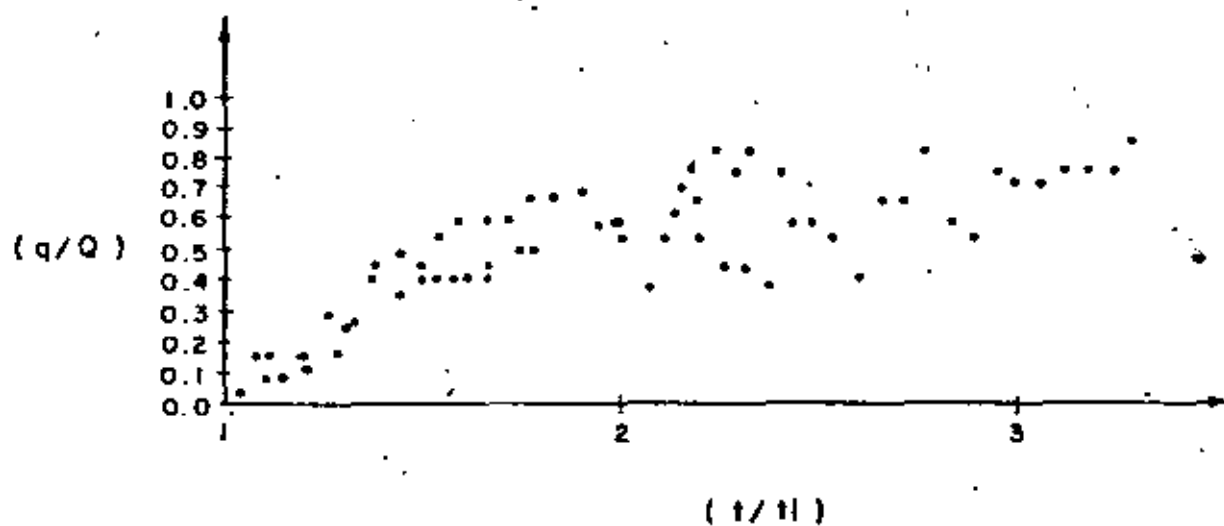


FIG. 5-RELACION ENTRE X/L Y L/S PARA OBSTACULOS COLOCADOS CON DIFERENTES ANGULOS ϕ , PARA DIQUES VERTICALES.



- TOMBOLO
- ESPIGON

FIG. 6.- LEY DE VARIACION DEL GASTO
REVASANDO EL OBSTACULO.

t_i = Tiempo de Inicio del revase

t = Tiempo en el que se logra el paso del gasto "q"

Q = Gasto sólido antes de colocar el obstáculo

q = Gasto sólido revasando el obstáculo

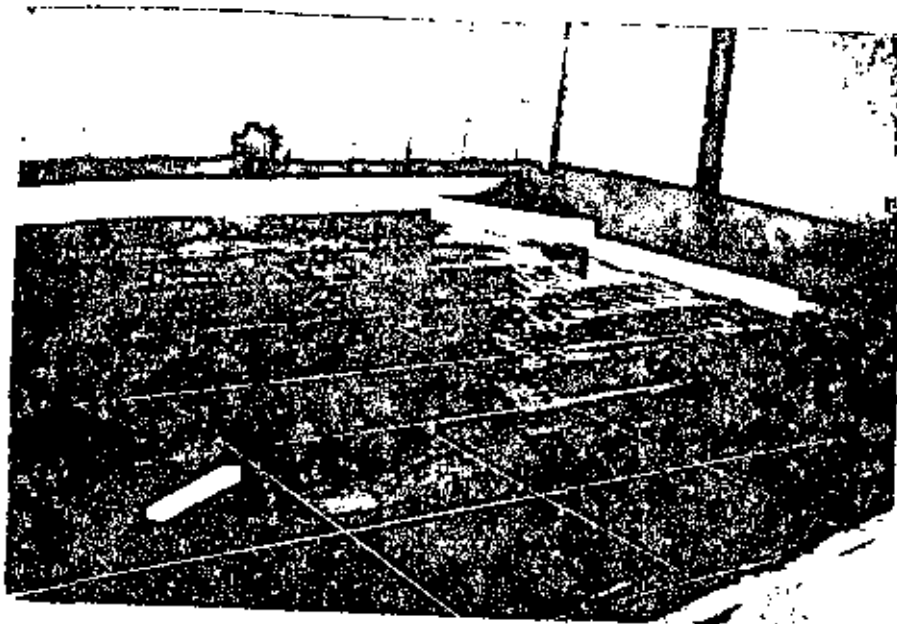


Foto N° 3 Posición que guardó el tómbolo con un obstáculo colocado perpendicular al oleaje incidente a una distancia $S = 1.25 L$

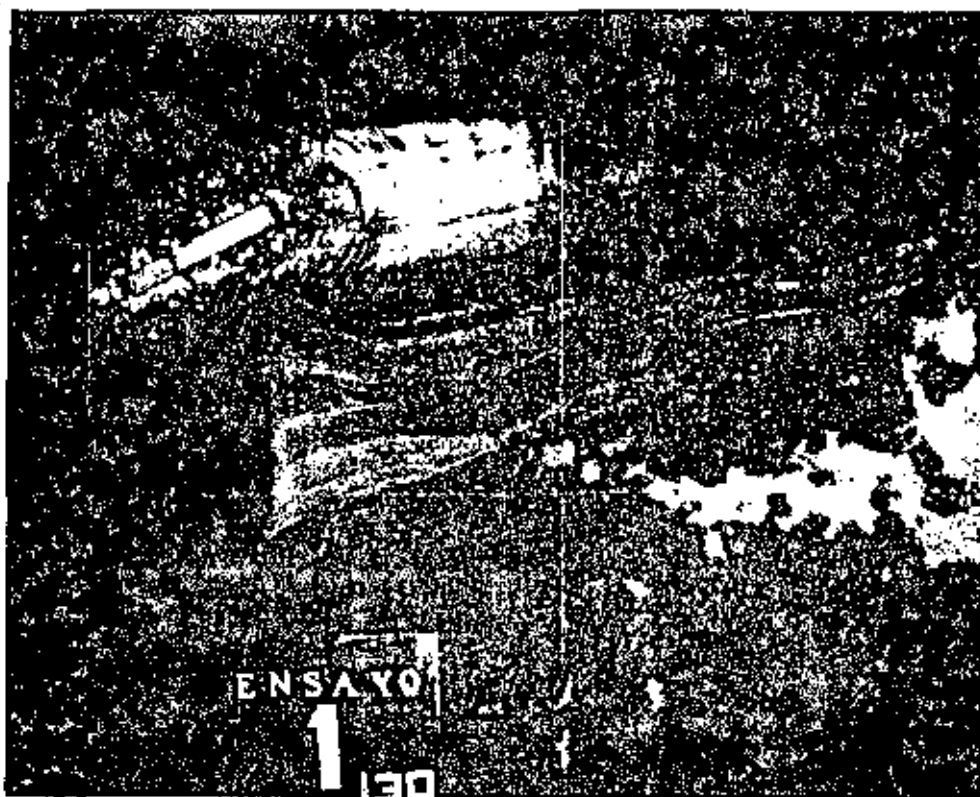


Foto N° 4 Posición que guardó el tómbolo con un obstáculo separado colocado paralelo a la playa a una distancia $S = 1.3 L$



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

DRAGADO

ING. MARIO R. DE LA GALA

AGOSTO, 1979.

DRAGADO

- I.- DATOS HISTORICOS
- II.- DIFERENTES TIPOS DE DRAGAS Y SUS APLICACIONES
- III.- TRABAJOS PREVIOS AL DRAGADO
- IV.- USOS DEL MATERIAL EXTRAIDO
- V.- METODOS PARA ESTABILIZAR LOS RELLENOS
- VI.- GENERALIDADES SOBRE EL DRAGADO DE LOS PUERTOS
MEXICANOS.

MARIO R. DE LA GALA.

[E] [B]

DRAGADO

DATOS HISTORICOS.

DIFERENTES TIPOS DE DRAGAS. SUS APLICACIONES.

DATOS HISTORICOS.- La palabra dragado en Español, es una derivación del inglés antiguo draw, que significa extraer material bajo el espejo del agua ya sea en ríos, lagunas, esteros o el mar, bien por medios manual ó mecánico.

El dragado es un arte antiguo. Los Chinos y los pueblos que vivían en las márgenes de los ríos Tigris y Eúfrates, ya lo practicaban hace miles de años no solo para profundizar las aguas sino para fertilizar las tierras aledañas en época de sequía.

Quizá uno de los primeros aparatos para dragar, fuera la "Cuchara y bolsa" consistente en una pieza larga de madera que en su extremo tenía un recipiente con el que se extraía el material del fondo. Este aparato era accionado por dos personas una que manipulaba la bolsa y otra encargada de bajarla al fondo, subirla y girar la vara para depositar el material en el lugar adecuado.

Holanda e Italia reclaman la paternidad de haber introducido-

(E/B)

B.

este sistema en Inglaterra, pero hay más probabilidades de que los Fenicios o los Romanos, lo hayan traído a este último país, en sus viajes al Oriente.

En un principio, la fuerza con que estos aparatos eran movidos, fue la humana habiéndose sustituido por la fuerza animal con lo cual paradójicamente, se aumentó la eficiencia de los mismos, anén de las mejoras que fueron llevándose a cabo a través de las épocas, aunque siempre efectuando trabajos a muy escasa profundidad.

Sin embargo, los cambios trascendentales se efectuaron alrededor del año de 1860, cuando se aplicó el acero a la construcción naval y las máquinas de vapor fueron instaladas en las dragas.

Aún cuando existen lugares donde los trabajos de dragado todavía se realizan como en épocas remotas, los requerimientos impuestos por la expansión mundial en cuanto al comercio marítimo se refiere, han obligado a esta rama de la Ingeniería a investigar permanentemente y en forma exhaustiva, ideando nuevos sistemas en base a la experiencia y a las necesidades presentes y futuras; que si bien en un principio solo se pensaba en extraer materiales tales como fango, arena o roca, al pasar el tiempo se ha ido incursionando en los campos de la minería y en

(E/B)

el de la obtención de alimentos bajo las aguas, llevándose a cabo dragados que hace algunas centurias se juzgaban impracticables.

Entre los países que se encuentran a la cabeza de importantes aportaciones tanto en obras, como en investigación en esta rama, se pueden mencionar Holanda, Inglaterra, Francia, Estados Unidos y Japón.

Se pueden resumir en cinco los objetivos principales del dragado:

- 1) Profundizar o mantener la profundidad de ríos, lagunas, canales o puertos marítimos.
- 2) Elevar el nivel de áreas bajas del terreno para mejorar sus condiciones.
- 3) Construir diques y otras obras de control de corrientes y de la línea de costa.
- 4) Explotar depósitos subacuáticos con valor comercial tales como minerales, plantas para productos alimenticios, coral, esponjas, grava, arena y fertilizantes.
- 5) El relleno de áreas ganadas al mar que sin ser necesariamente

[E]B

te bajas, se requieren para determinado fin.

El concepto de dragado en la actualidad, es aplicable a la extracción de material bajo las aguas pero en volúmenes importantes.

En Italia, Leonardo Da Vinci diseñó varios aparatos para profundizar las aguas de los pantanos y puertos.

Henry Emile Bazin en 1836, inventó una bomba hidráulica, empleando en 1867 bombas centrífugas para la excavación del canal de Suez, que en su primer corte se, extrajeron no menos 30.000.000 de Tons.

En 1855 se construyó una draga de tolva con autopropulsión empleada en el dragado del puerto de Charleston, EUA.

DIFERENTES TIPOS DE DRAGAS Y SUS APLICACIONES. - Los diseños de dragas no han permanecido estáticos, sino que han sufrido constantes cambios de acuerdo a la experiencia y a los materiales a dragar, propios de cada región donde se ejecutan los trabajos.

La primera gran clasificación de las dragas queda integrada en los 3 siguientes grupos:

[EB]

- I. Si pueden navegar con sus propios medios.
- II. Si son capaces de almacenar el producto del dragado en su interior.
- III. De acuerdo con el equipo de ataque de que dispongan.

En el primer caso, la forma del casco que soporte el equipo de dragado es fundamental. Así, se tiene que si la draga esta provista de medios de autopropulsión, las formas del casco serán hidrodinámicas es decir, con líneas tales que le permitan su desplazamiento en el agua, sin demasiada resistencia. En el caso de no contar con autonomía para trasladarse de un lugar a otro, el casco podrá tener formas rectangulares sin que esto tenga mayor importancia.

Las formas del casco son indicio del lugar donde ha de trabajar la draga, siendo aquellas con forma de barco, las que operen en aguas abiertas o poco protegidas y las de casco rectangular, en aguas tranquilas o de relativa protección.

El segundo grupo se divide en dragas que en su construcción incluyen una tolva para almacenar el material transitoriamente durante la operación de dragado, o las que simplemente lo extraen y lo vierten acto seguido mediante canalones, bandas transportadoras o tuberías al lugar de depósito, pudiéndose llamar a las primeras dragas portadoras o de tolva y a las segundas no portadoras o estacionarias.

(EB)

En respecto al tercer grupo o sea de acuerdo con el equipo de buque de que están dotadas, se subdividen en:

- I.- De pala
- II.- De bote de arrastre
- III.- De almeja o de gajos, de naranja
- IV.- De canjilones
- V.- Hidráulica

El tamaño de las dragas incluídas en los tipos I, II y III se mide en función del tamaño del recipiente (pala, bote o almeja) con que estén dotadas.

En las dragas del grupo IV se mide su tamaño de acuerdo al número de canjilones, y el volumen útil de cada uno de estos.

En las hidráulicas estacionarias, está en función del diámetro de su tubería de descarga y en las de tolva de acuerdo a la capacidad de ésta.

Cuando estos son los equipos básicos, se han desarrollado una gran variedad en cada uno de ellos y combinaciones entre sí, con el fin de mejorar la eficiencia y aumentar sus posibilidades; así, se han ideado cabezas cortadoras, discos, rastras con o sin escrepas, chorros de agua y aire, etc.

Sin embargo, la producción de las dragas está gobernada por la-

profundidad de dragado, tipo de material, altura y distancia -- de descarga, habilidad del operador, porcentaje de sólidos en la mezcla y las condiciones meteorológicas del lugar.

De la selección adecuada del tipo de draga para un cierto trabajo, depende el éxito tanto técnico como económico de la obra.

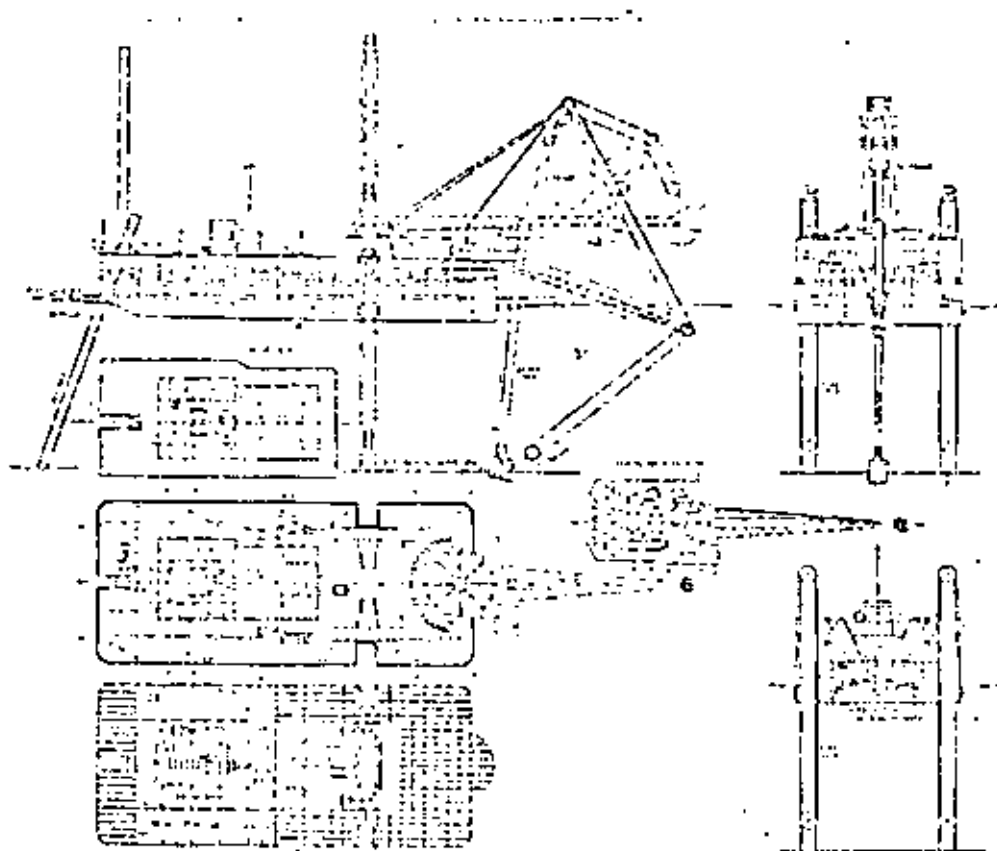
Por tanto a continuación se describe cada uno de los tipos, sus usos, ventajas y limitaciones que permitirán servir de guía en la selección del equipo cuando se tiene la oportunidad de tomar esta decisión.

DRAGA DE PALA.- Puede trabajar prácticamente en todo tipo de material incluyendo roca disgregada hasta una profundidad de 15 metros. Su invención se atribuye a William S. Otis en 1837.

El aparato fundamental constituido por una estructura tubular metálica de sección rectangular en cuyo extremo inferior esta la pala con que ataca el material, está montado en un chalán (embarracación de líneas rectas de mucha manga y poco calado).

(Fig.1).

[E] [B]



Specifications

Max. working depth.....	14.5m
Loading capacity.....	10000kg (at a depth of 14.5m)
Dipper capacity.....	6.87
Digging force.....	45000kg
Discharge distance.....	15-20m
Top X S X O X H.....	3400m X 1400m X 135m X 1.95m
Main generator engine.....	Diesel 1812 PS X 100 rpm X 1
Main generator.....	AC 720 kVA, 450 V, 42 c/s X 1
Main hoisting motor.....	DC 350 kw X 1
Dipper hoisting motor.....	DC 70 kw X 1
Swivel motor.....	AC 102 kw X 2
AM.....	AC 10 kw X 1
Date of delivery.....	March 1959
Owner.....	Ministry of Transportation, Japan

Builder: Ishikawajima-Harima Heavy
Industries Co., Ltd.

Fig. 1

La pala baja a través de una pluma que a la vez le sirve de guía, atacando el material hacia adelante con el fondo del bote cuya parte frontal está provista de dientes. Una vez que el material ha entrado en él, el brazo es izado, girando la grúa que opera el sistema, un ángulo generalmente de 90° hacia cualquiera de las dos bandas, donde se abre la parte posterior del bote y el material cae en unos chalanes tolva, mismos que transportarán el material al lugar de depósito también llamado lugar de tiro o de descarga. Ver fig. (2)

4 m³ Dipper Dredger "Negishi Go"

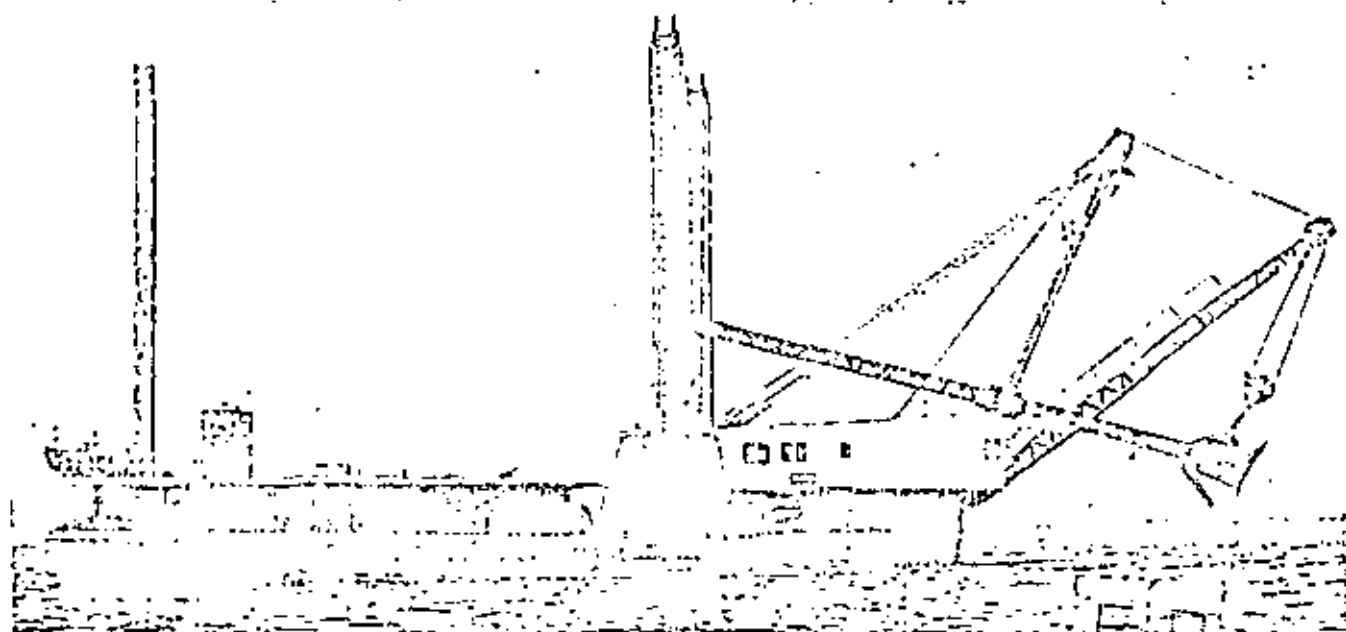


Fig. 2.

Las maniobras de bajar, subir, abrir y cerrar el bote, así como el de izar o arriar la pluma, se realizan mediante un sistema de cables y poleas.

Es una draga ideal para dragados angostos tales como canales, ya que el ancho necesario para su operación es prácticamente el de su manga pues para dragar, el casco no ejecuta ningún giro.

Para posicionarse en el lugar donde trabajará, fondea los 3 zancos de que está dotada, (1 en cada costado y uno por la popa) - utilizando para moverse el mismo cucharón apoyándolo en el fondo.

Tanto el fondeo como el izado de los zancos se lleva a cabo con cables que van a un malacate o mediante fuerzas neumáticas o hidráulica. La estructura del equipo de dragado así como la embarcación que lo soporta, deberá ser de gran robustez para soportar los esfuerzos a que estarán sometidos.

Su limitación principal para dragados a profundidades mayores - a los 15 metros se debe al brazo que operará la pala. Sin embargo, existen equipos que alcanzan profundidades hasta de 18.5 m. con una capacidad en la pala de 6 m³, 50 toneladas de fuerza de excavación, con un radio de descarga de 18 m.

Su eficiencia no es muy grande y quizá alcance 200 6,250 M³/hr.

volumen que disminuirá rápidamente con la profundidad y la care-

za del material.

DRAGA DE BOTE DE ARRASTRE. - Este equipo tiene ciertas características similares al anteriormente descrito en cuanto a la embarcación en que se aloja el aparato de dragado es decir, también es un chalán suficientemente amplio tanto en eslora como en manga para garantizar su estabilidad y de poco calado para entrar en lugares bajos. Cuenta con 3 zancos para su posicionamiento.

A diferencia de la draga de pala, que opera mediante un brazo rígido, la de bote de arrastre conecta éste con la pluma (con giro de 360°) mediante cables flexibles que le permiten lanzarlo a mayor distancia a la que el brazo puede llegar; sin embargo, por su forma de romper el material del fondo que es de adelante hacia atrás, y en sentido horizontal, la profundidad de excavación no puede ser demasiado grande.

Su mayor utilidad es en la de muestreo superficial del fondo y para lugares estrechos.

También en esta draga si el lugar de tiro no está al alcance de la pluma, se requiere del uso de chalanes tolva que transportarán el material al lugar de depósito.

La eficiencia de las dragas de bote de arrastre es menor que la de pala.

[E] [B]

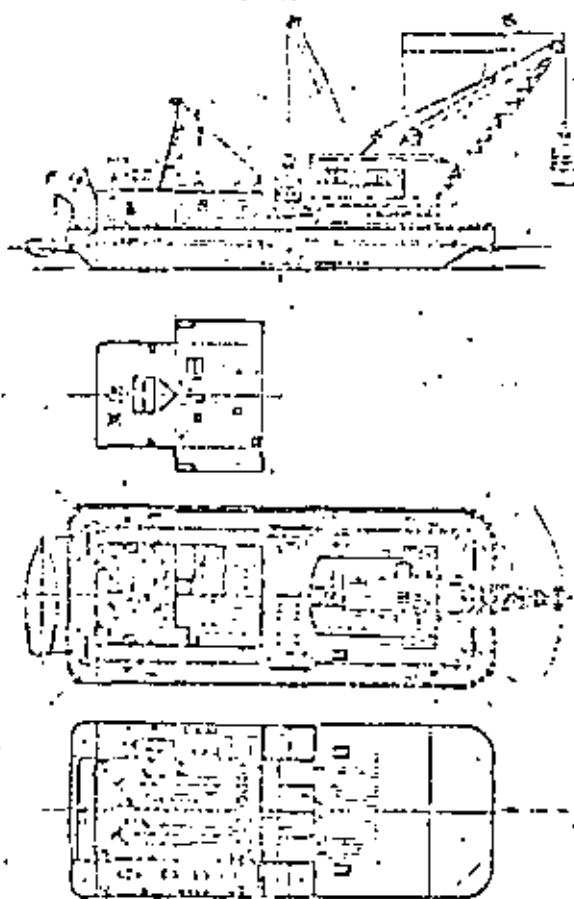
DRAGA DE ALMEJA O DE GAJOS DE NARANJA.- Como en los dos tipos anteriores, el nombre de la draga se debe al tipo de elemento de ataque del material pudiendo ser de almeja, si el cucharón está formado por dos partes (valvas) abriendo el interior en un solo plano o de gajos de naranja formados por segmentos de una esfera que se separan radialmente.

Cada tipo es aplicable a una clase de suelo, por ejemplo, el bote de almeja es útil en prácticamente todo tipo de material ya que cuando se trata de suelos consolidados o roca disgregada, se le cambia la cuchilla de los extremos de ataque de las valvas, por dientes de acero al manganeso, sumamente resistentes al desgaste.

En cambio, el bote de gajos de naranja tiene su mayor aplicación en roca disgregada pudiendo tomar algunas de gran tamaño.

Esta clase de dragas puede montarse en dos tipos de embarcaciones: de formas rectilíneas. (ver fig. No. 3)

(E) (B)



Specifications

Net. digging depth	30 m
Digging capacity	240 m ³ /h
Grab capacity	4 m ³ (ball-jaw type)
Hoisting capacity	18 tons
Creeping speed	12 m
Pushing speed	70 m/min
Lowering speed	100 m/min
Swinging speed	2.1 rpm
Lifting speed	2.3 m/min
lpa X B X D X H	26.40 m X 11.00 m X 3.10 m X 1.10 m
Generator engine	Diesel 330 PS X 620 rpm X 2
Control gear	DC 130 hp X 460 rpm X 2, DC 35 hp X 100 rpm X 1
Date of delivery	November 1972
Owner	Ministry of Transportation, Japan

Builder: Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co., Ltd.

Fig. 3

EB

o con formas adecuadas a la navegación con medios propios de --
propulsión según sea o no protegido el lugar donde se ejecuten-
los trabajos. Generalmente las que están dotadas de autonomía, --
cuentan con una sección dentro de la estructura del casco desti-
nada a tolva, donde se almacena transitoriamente el material pa-
ra posteriormente llevarlo al lugar de tiro. (Ver fig.No. 4)

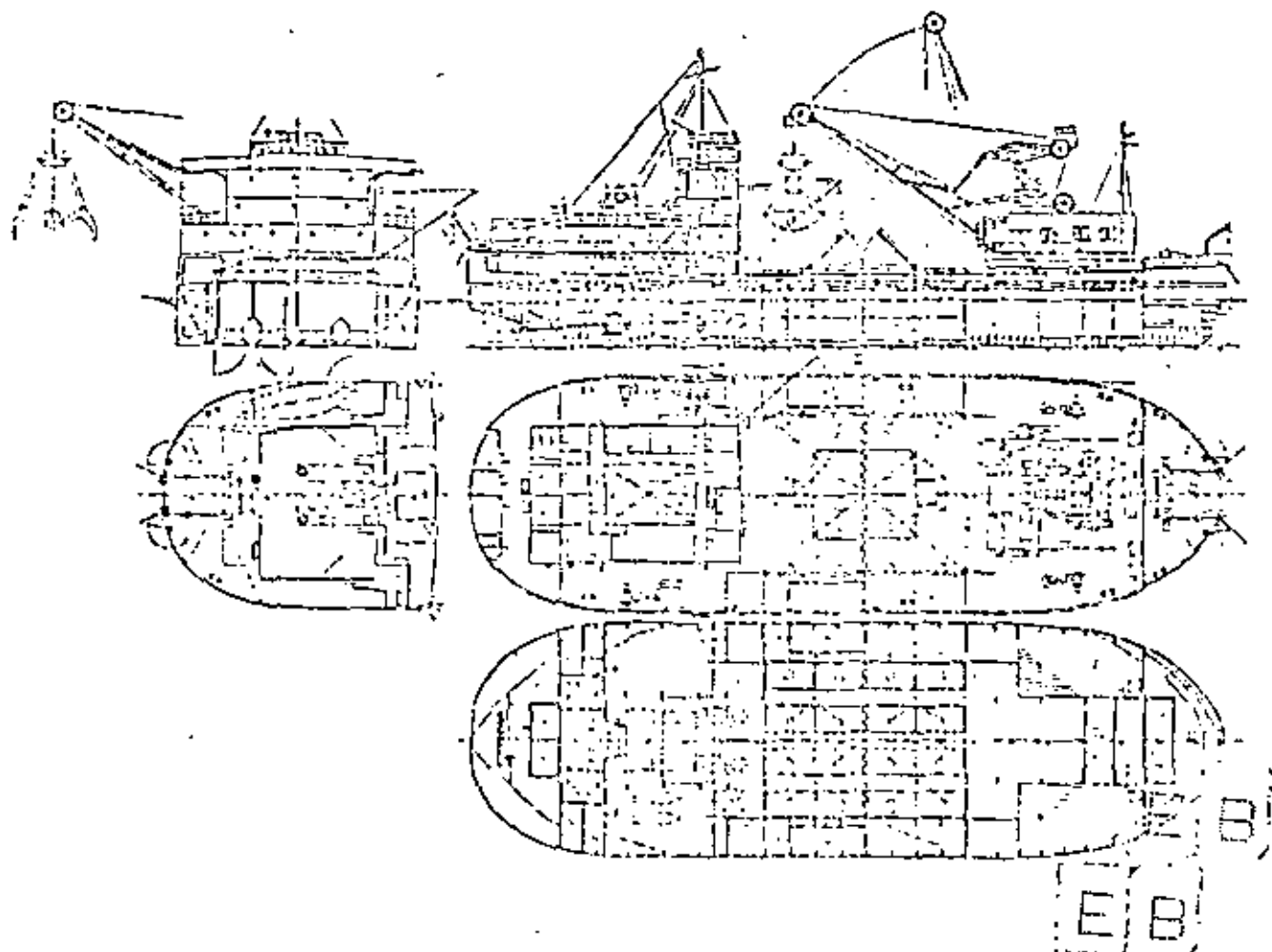


Fig. 4

Specifications

Max. dredging depth 10 m
 Dredging capacity 100 m³/h
 Hopper capacity 1.197 m³
 Grab bucket 10 m³ (long) / 17 m³ (short)
 Hunting diameter 40 tons
 Dredging radius 100 m
 Hoisting speed 40 m/min
 Sinking speed 70 m/min
 Slewing speed 1 rpm
 Towing speed 10 m/h
 Length 17.15 m x 17.60 m x 17.60 m x 17.60 m x 17.60 m
 Gross weight 1,992 tons
 Navigation system Great coasting
 Speed of boat 15 knots
 Propulsion system DC 400 kw x 150 rpm x 2
 Propeller 3 blades x 1
 Main generator Diesel 980 PS x 120 rpm x 1
 Main generator DC 400 kw x 2
 Hoisting motor Ward Leonard DC 400 kw x 600 rpm x 2
 Date of delivery March 1961
 Order Ministry of Transportation, Japan

Builder: Uraga Heavy Industries, Ltd.

Fig. 4

Las dragas montadas en chalanes o embarcaciones de formas rectilíneas, requieren de chalanes tolvá donde descargar el material dragado.

El sistema para posicionarse en el caso de las autopropulsadas es a base de 4 anclas (2 por proa y 2 por popa), con las cuales puede moverse hacia adelante, hacia atrás y a ambos lados.

Su forma de trabajar es estacionaria.

En las dragas montadas en chalán existen algunas que utilizan 3 zancos como los descritos para las dragas antes mencionadas, y otras que prefieren maniobrar a base de anclas aún cuando pa-

(58)

ra estas últimas, quede restringido el dragado a zonas amplias y de poco tráfico.

Pero sea cual fuere el sistema, el principio fundamental en cualquiera de ellos es el mismo, es decir, una pluma que puede o no girar 360°; un cable flexible y en su extremo el bote que cae verticalmente al agua.

La profundidad de dragado es prácticamente ilimitada aún cuando pierde eficiencia como las otras, al aumentar la profundidad por el tiempo que tarda el bote en ser arriado e izado.

Las dragas de cucharón de almeja autopropulsadas, pueden tener uno o varios equipos a bordo operando simultáneamente, lo que aumenta la eficiencia.

Si bien las dragas de bote de almeja montadas en cascos autopropulsados tienen la ventaja de no ocupar chalanes tolvá para complementar su operación, su eficiencia se ve mermada al tener que dejar el área de dragado para trasladarse a la zona de depósito.

Otros inconvenientes de las dragas de bote de almeja en general, son la no uniformidad de la excavación y la de enredar los cables debido a que el bote gira.

Según el material que extraiga, cuyo rango incluye desde el fango

EB

hasta la roca disgregada, se dotará o no (si es de almeja) de --
dientes de acero al manganeso.

Cuando el material por dragar es suave, el bote deberá dejarse --
caer a 1m/seg. para evitar que la presión del agua lo cierre.

En caso de material compactado, la velocidad es la misma solo --
que el bote es de mayor peso.

Un ejemplo de draga de un solo cucharón de almeja de dimensiones
importantes, es la KANMON No. 6 que opera en el estrecho de KAN-
MON en Japón, entre las Islas de Honshu y Kyushu a la cual se le
pueden instalar cualesquiera de los 3 cucharones siguientes:

Para terreno duro: Uno de 7 m³. y 63 tons. de peso

Para terreno suave: Uno de 12.5 m³. y 45 tons. de peso

Uno de 20.0 m³. y 100 tons. de peso

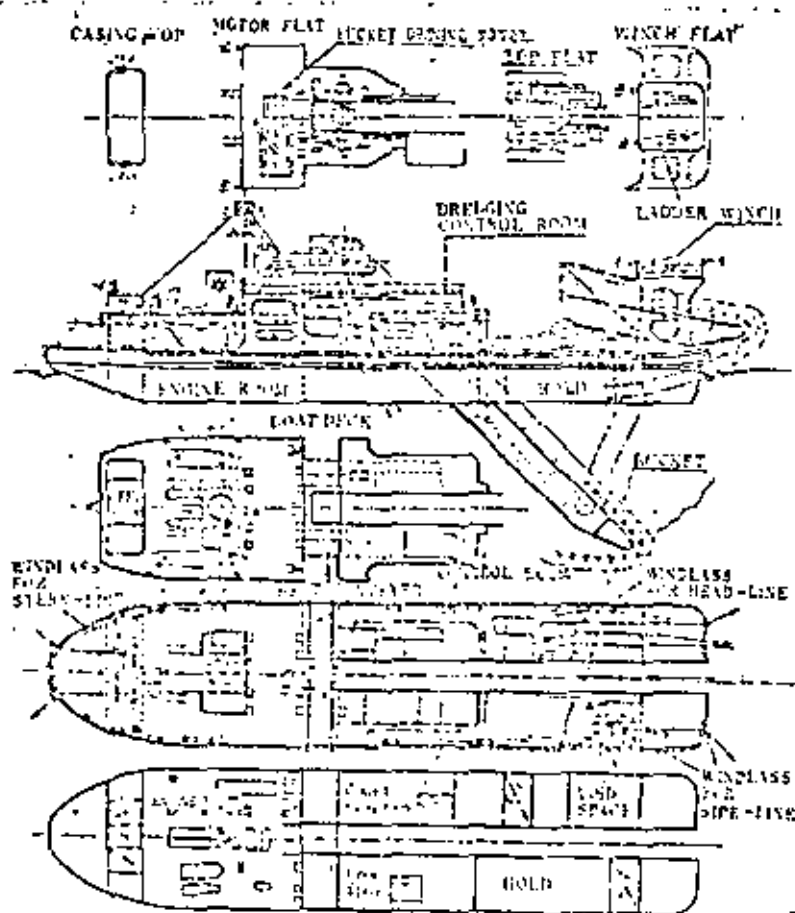
Los pesos son sin material.

DRAGAS DE ROSARIO O DE CANJILONES. - Puede ser montado el aparato-
de dragado tanto en casco hidrodinámico autopulsado como en --
uno de líneas rectas sin autonomía, dependiendo si las aguas don-
de opere sean desprotegidas o no.

De los sistemas mecánicos de extracción de material es el único -
que tiene una producción continua debido a que su aparato de dra-
gado esta constituido por una cadena sin fin de botes o canjilo-
nes, apoyada sobre una estructura llamada escala la cual es accio

nada a través de un hueco o ranura al centro del casco de proa a popa conocido como pozo:

Esta escala es arriada hasta adquirir un ángulo máximo de 45° 6-menor, de acuerdo a la profundidad de dragado. (Ver fig. No. 5)



Specifications

Max. dredging depth	16.24
Dredging capacity	110 m ³ /h
Capacity	0.5 m ³ x 10 sec. 20-30 sec per m ³
Max. length	27.30 m x 14.00 m x 17.00 m x 13.00 m x 2.70 m
Max. draught	1.00 m
Max. generator	No. 1 DC 110 kw, 410 v x 1
	No. 2 DC 220 kw, 325 v x 1
Bucket driving motor	DC 450 kw x 1
Head line winch motor	DC 12 kw x 1
Side line winch motor	DC 35 kw x 2
Star line winch motor	DC 24 kw x 1
Ladder mast winch motor	DC 80 kw x 1
Date of delivery	August 1957
Owner	Marine Bureau, Tokyo International Office

Builder: Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co., Ltd.

EB
Fig. 5

Los canjilones que se mueven por debajo de la escala, van vacíos, hasta llegar al fondo donde se cargan y suben por la parte superior de la estructura hasta su punto más alto, volteando el material en una banda transportadora o canalón que a su vez vierte en un chalán tolva que lo transportará al lugar de depósito o tiro.

Su forma de operar no es solamente en línea recta sino en forma radial o de abanico, ya que para posicionarse o avanzar, se auxilia de anclas y cables que le permiten girar un determinado ángulo a uno y otro lado, amplitud ésta que recibe el nombre de ancho de corte el cual variará de acuerdo a la longitud de la escala. A la acción de moverse a uno y otro lado se llama abanicar o abanicado.

El corte que ejecuta del terreno es muy regular y se recomienda esta draga principalmente para terrenos duros o roca disgregada.

Su capacidad como en los otros tipos, estará en función de la dureza del suelo, ya que si ataca material duro deberá utilizarse una draga más potente, con canjilones de mayor peso dotados de dientes pero con una separación mayor entre ellos. En estas dragas lleva un papel importante la adecuada planeación del transporte de chalanes tolva al lugar de tiro ó depósito.

Gozan de gran popularidad en Asia y Europa y tienen bastante aplicación en la explotación de minas subacuáticas y para la extracción de grava y arena con propósitos de construcción. E B

En Nueva Zelanda y Australia se utilizaron para la extracción - de oro, habiéndose mejorado el diseño de estas dragas en 1860 pa - ra el mismo uso en California y Alaska.

Sus desventajas se pueden resumir en:

- 1) Desgaste y esfuerzos importantes de las piezas que componen - el aparato de dragado.
- 2) Su poca estabilidad debido a lo pesado y alto de su obra muev - ta. Este aspecto se ha ido solucionando disminuyendo la altu - ra de la superestructura y aumentando la eslora de la embarca - ción.

Su profundidad de dragado puede ser hasta de 50 m. (aplicado a - la minería) y su máximo rendimiento es de alrededor de 500 m³/Hr.

Para profundidades de 18 m. su rendimiento puede llegar a ser de - 800 m³/Hr.

En todas las dragas antes mencionadas se ha hablado de la inter - vención de los chalanes tolva como complemento de su operación, - siendo oportuno decir algo acerca de estos.

Los chalanes tolva pueden ser, de acuerdo a la forma de transpor - te:

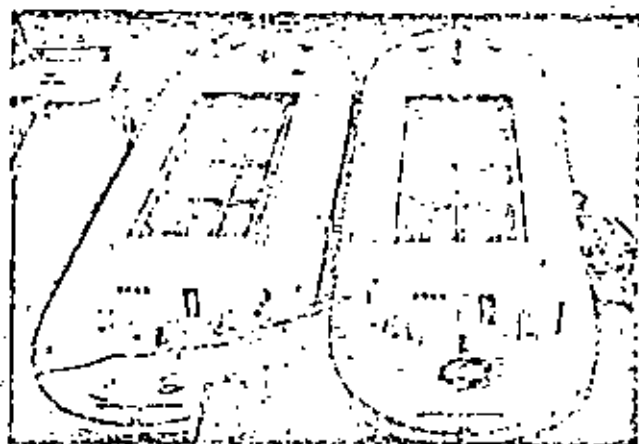
- 1.- Remolcadores
- 2.- Empujados

[E] [B]

3.- Propulsión propia

y de acuerdo a la forma de descarga:

1.- Por el fondo (Ver fig. No. 6)



Specifications

Length: 42 00 m
 Breadth: 16 20 m
 Depth:
 Draft:
 Date of entry:
 Owner: Ministry of Agriculture and Forestry, Japan

Builder: The Hakodate Dock Co., Ltd.

Fig. 6

[E] [B]

2.- Lateralmente. (Ver fig. No. 7)

Stone Dump Barge "Sokina No. 1"



Characteristics

1. Capable of dumping 40 m³ of stone in only 3 minutes.
2. Dumping operation can easily be done by one person.
3. Rolling and listing of the barge at the moment of dumping are negligible.
4. The barge, made of steel, hardly sustains damage.

Specifications

Length	40.00 m
Breadth	8.00 m
Depth	3.30 m
Draft	1.40 m
Stone vessel capacity	700 m ³
Date of construction	July 1952
Contractor	Tokai Shipbuilding Co., Ltd.

Builder: The Nishikado Dock Co., Ltd.

Fig. 7

EB

Giro completo de la embarcación. (Ver fig. No. 8.)



Diagram 1: A cross-sectional view of a boat's hull, showing the internal structure and a central vertical axis. The hull is filled with a stippled pattern, possibly representing a specific material or internal structure.

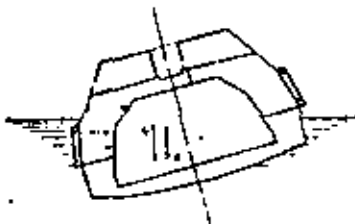


Diagram 2: A cross-sectional view of a boat's hull, showing the internal structure and a central vertical axis. The hull is empty, and the internal structure is clearly visible.

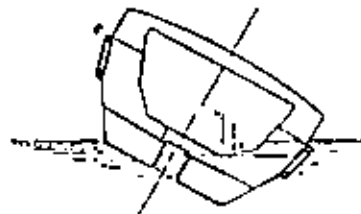


Diagram 3: A cross-sectional view of a boat's hull, showing the internal structure and a central vertical axis. The hull is tilted, and the internal structure is clearly visible.

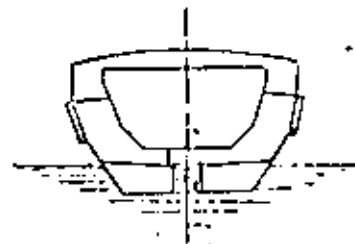


Diagram 4: A cross-sectional view of a boat's hull, showing the internal structure and a central vertical axis. The hull is empty, and the internal structure is clearly visible.

Fig. 8

EB

Con respecto a la forma de la tolva:

- 1.- Angular (de sección transversal triangular)
- 2.- Circular (de sección transversal semicircular)

La función de estos chalanes es la de transportar desde el costado de la draga hasta el lugar de descarga el material extraído.

Para las del tipo de remolque o empuje se utilizan remolcadores--
(Ver Fig. No. 9)



Fig. 9

cuya potencia estará en función del tamaño del chalan a mover --

que puede llegar a tener una capacidad de 200 ó 300 m³.

Aunque en la mayor parte de los casos el material extraído puede ser llevado hasta el mismo lugar de depósito y ahí vertirlo, en algunas ocasiones no es accesible a la embarcación por requerirse el depósito en lugares expuestos o tierra adentro, en lugares bajos, por lo que puede presentarse el caso de que el sistema de transporte se transfiera al terrestre, ya sea hidráulica o mecánicamente; siendo en este caso que los chalanes tolva de sección semicircular, son utilizados para permitir que una rueda de canjilones extraiga el material de la tolva y lo coloque sobre bandas transportadoras hasta un lugar donde se reinicie el transporte con camiones, tuberías o nuevamente bandas transportadoras.

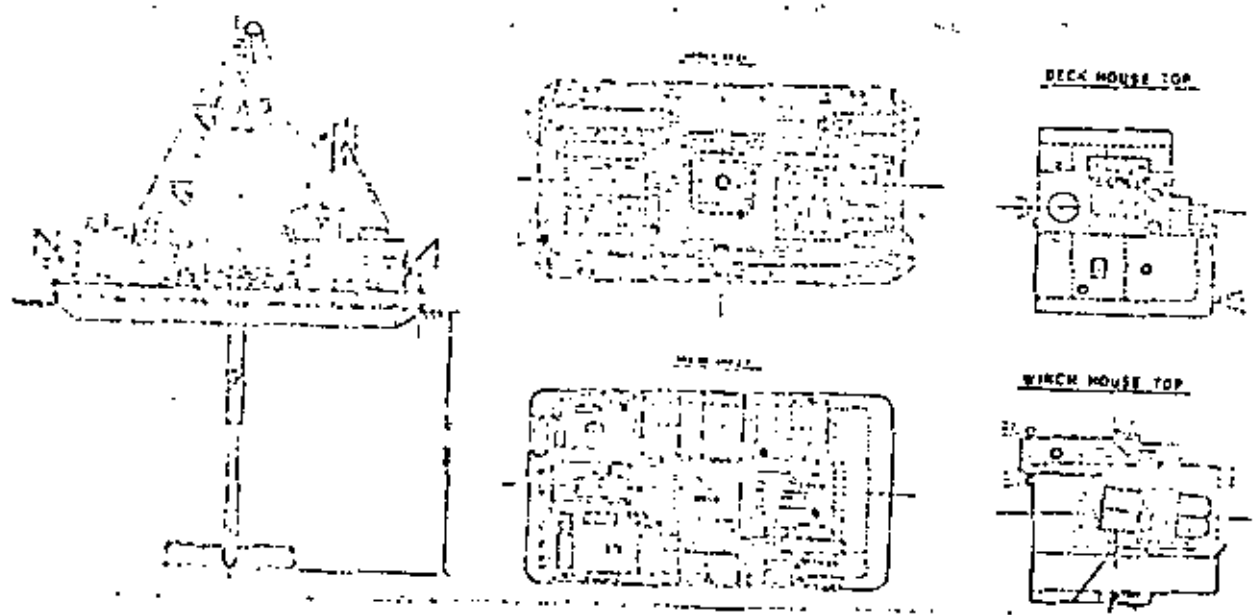
Antes de continuar con la descripción de los otros tipos de dragas y por ser también común a los equipos ya descritos, se mencionará la quebradora de roca, que es un equipo complementario importante cuando se trata de atacar suelos rocosos.

La quebradora de roca es un equipo destinado a romper el material en fragmentos que después puedan ser extraídos por cualquiera de los tipos de draga antes mencionados.

Consiste de un chalán donde se monta una estructura piramidal que sirve de sostén y guía del martillo cuya profundidad de caí

55

da puede ser entre los 18 y 20 m. Ver Fig. 10)



Specifications

Cap. H. B. X D. X H. ft.	25 00 m X 12 30 m X 2 40 m X 20 ft 1.20 m
Max. generator speed	Diesel 170 75 X 1,250 rpm X 1
Motor generator	140 11 X 450 V X 1
Base weight	About 75 tons
Code	About 12 tons
Hammer weight	45 tons X 10 m/ft with 81 ft. motor X 1
Date of delivery	March 1962
Order	Ministry of Transportation, Japan

Builders: Sasebo Heavy Industries Co., Ltd.

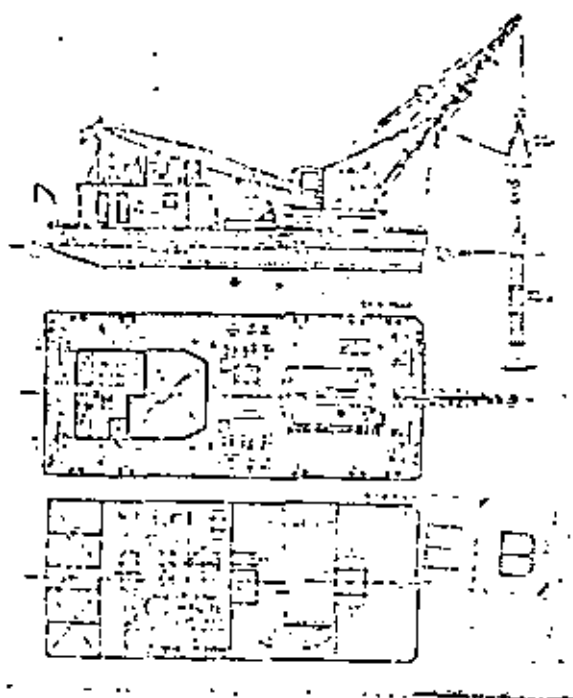
Fig. 10

El martillo es de caída libre o percusión. En el primer caso, la energía está en función del peso del martillo (25 ó 30 tons) y la altura de caída; en el segundo, de la capacidad del sistema neumático principalmente. Los equipos neumáticos son más eficient

EB

tes debido al número de golpes que pueden dar por minuto.

(Ver fig. 11)



Specifications

Type of fuel system..... Compression or diesel engine type
 Maximum lifting capacity..... 15 m super water
 Fuel tank capacity..... Working force 1 000 kg
 Number of blows 100/min
 Length of boom..... 10 000 x 4 000 x 2 000 x 1 200 mm
 Capacity..... AC 20 000 x 225 V, 60 cps x 1
 Generator output..... Diesel 4000 x 1,200 rpm x 1
 Drive system
 2 system drive shaft 2 stage type x 1
 22 gear set engine..... Diesel 120 PS x 1,000 rpm x 1
 Drive system..... Diesel 120 PS x 1
 Maximum lift power (W)..... 90
 Maximum lift power (W)..... 120
 Working radius..... 8.5 m
 Working height..... 8.5 m
 Working width..... 3.0 m
 Gross weight (kg)..... 13 000
 Date of invention..... March 1963
 Owner..... Ministry Development Agency

Fig. 11

Contact: Ishikawajima-Harima Heavy
 Industries Co., Ltd.

su rendimiento difícilmente sobrepasa los 10 m³/Hr. Existiendo -
 otros tipos que combinan la perforación de las rocas con tala-
 dros y el uso de explosivos. Sin embargo para lugares próximos a
 instalaciones, no es recomendable amén de que existen países que

(E B)

guardan celosamente la fauna marina y no permiten el uso de explosivos bajo el agua.

Un sistema que aún se encuentra en vías de experimentación, es el de utilizar uno o varios chorros de agua a muy alta presión que pasan a través de boquillas que cortan la piedra por dura que esta sea.

DRAGAS HIDRAULICAS. - Representan el más grande adelanto tecnológico aplicado a las operaciones de dragado y son las que más innovaciones han recibido, volviéndolas el equipo más versátil de todos los existentes.

En estos como en los anteriores, también existen los siguientes tipos:

- 1.- De tolva
- 2.- Estacionarias
- 3.- Fijas

DRAGAS DE TOLVA. - Las dragas de tolva en su totalidad son autopropulsadas y consecuentemente, su casco es de formas finas que le permiten navegar sin demasiada resistencia. (Ver fig. 12)

[E] [B]

Specifications

Max. dredging depth	12 m (drag arm inclination 40°)
Hopper capacity	3,852 m ³
Dredging rate	6,000 m ³ /h × 17.0 m × 318rpm × 2
Max. discharge diameter	2,600 mm
Suction and discharge pipe dia.	Suction 670 mm, Discharge 560 mm
Loc. x lbs × B × D × H	11.05m × 81.00 m × 14.00 m × 7.00 m × 6.00 m
Gross tonnage and deadweight	2,212 tons and 5,521 tons
Speed in field	13.27 knots
Dredge-up speed	About 3 knots against the tidal current of 2 knots for soft mud
Navigable draft	Greater than 10 m
Class	Japanese Government
Propulsion system	AC 1,000 kw × 1,700 rpm × 2
Propeller	3 blade composite pitch propeller 3.7 m diameter × 240 rpm × 2
Main generator engine	Diesel 2,400 PS × 114 rpm × 2
Main generator	AC 1,900 kVA × 314 rpm × 3,300 V × 2
Dredging pump motor	AC 500 kw × 1,700 rpm × 3 phase motor control
Sea flowmeter	3 blade reversible adjustable pitch propeller type driven by a 3 stage gear change 370/110/55 kw AC motor
Drag arm	Side trailing type × 2
Drag head	Self adjustable type and adjustable type 2 sets each
Truss	Sliding type × 2
Oil hydraulic motor	
Drag head motor	50 kw × 1,100/550 rpm × 2
Ball joint motor	20 kw × 1,400/840 rpm × 2
Truss motor	20 kw × 1,400/840 rpm × 2
Complement	41 persons 12 shifts
Date of delivery	March 1964
Owner	Ministry of Transport, Japan

Builders Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co., Ltd.

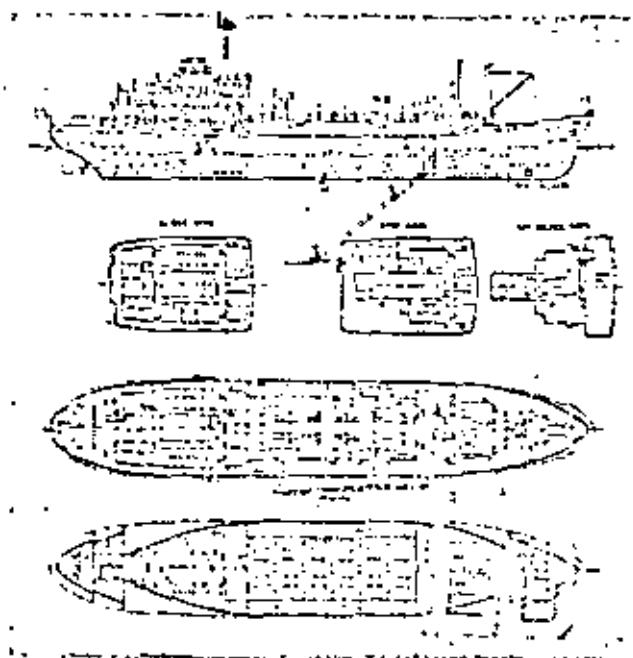


Fig. 12

Su forma de dragar es navegando a una velocidad lenta que varía entre uno y tres nudos (1 nudo = 1 milla marina/hora).

El material es levantado del fondo mediante una tubería que en su extremo inferior tiene una rastra o cabeza, ascendiendo aquel por el tubo debido a la acción de una bomba centrífuga instalada a bordo de la embarcación.

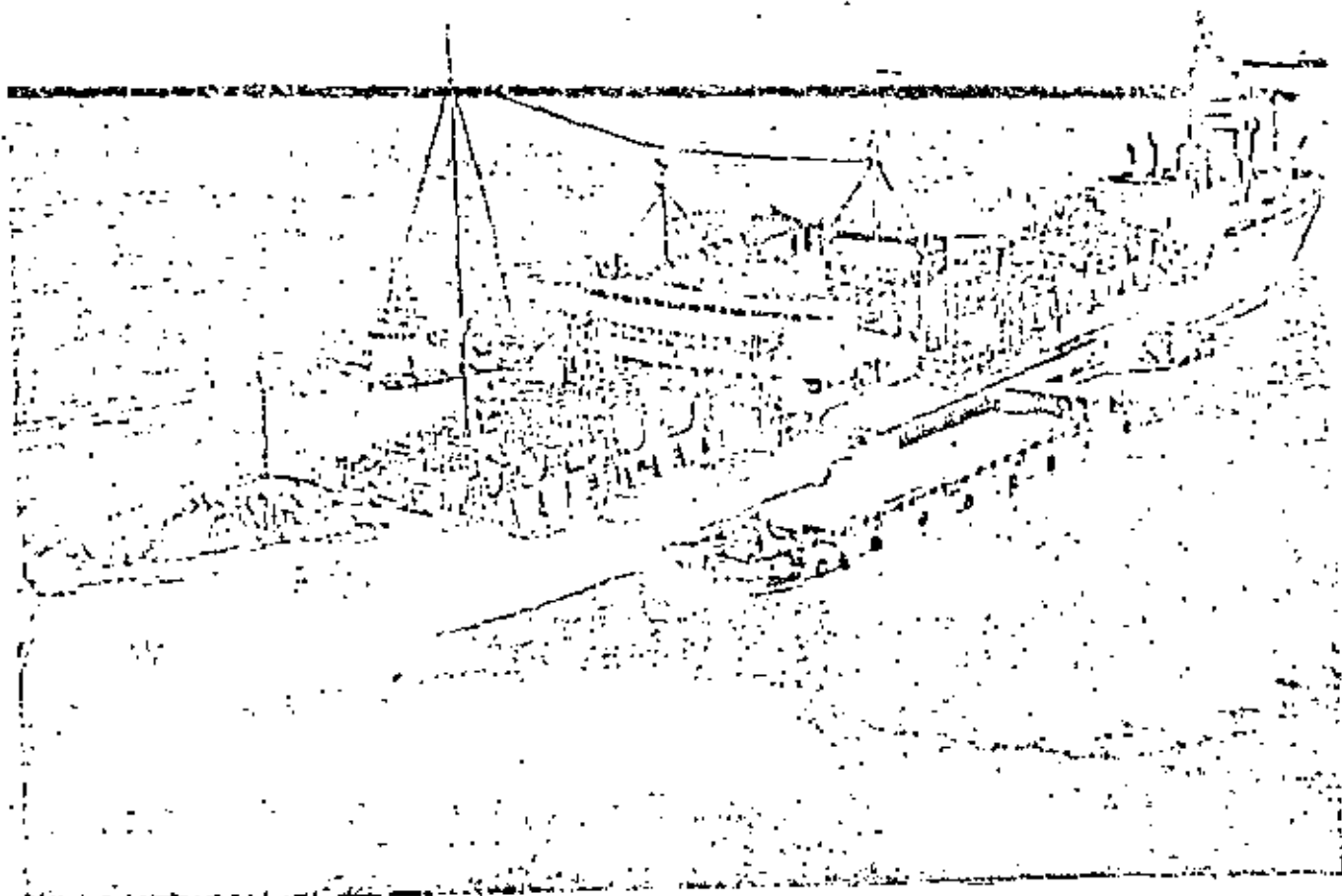
El material succionado pasa por la bomba, para después mediante tuberías de distribución, enviarlo a las secciones en que está dividida la tolva. La razón de los mamparos divisorios es la de aumentar la longitud del trayecto del material dentro de la tolva a fin de disminuir la velocidad del agua y provocar la decantación de los sólidos.

Es importante hacer notar que el material dragado es transportado en un alto porcentaje de agua (85 ó 90%) siendo el resto de material. El agua es derramada por los vertedores dispuestos por ambas bandas de la tolva y en toda su longitud. Una vez que la draga completa su capacidad deja el lugar de trabajo para trasladarse al de descarga, travesía en que la embarcación puede normalmente, alcanzar una velocidad de 10 a 15 nudos descargando en el lugar de tiro que pueden ser en alta mar, donde el depósito no afecte la navegación ni produzca azolvamientos en otras áreas o, en el lugar donde se esté efectuando algún relleno.

Estas dragas pueden ser muy versátiles; hay algunas con zancos y cortadora en el extremo de la tubería de succión; (con instala-

EJB

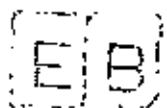
ciones para descargar por tubería hacia los costados hasta 100 m. de distancia o a chalanes tolva. (Ver fig. 13).



Specifications

Motor 2000 HP
 Discharge 400 m
 Pump height 400 m
 Motor 400 HP
 Discharge 400 m
 Pump height 400 m
 Motor 400 HP
 Discharge 400 m
 Pump height 400 m

Builder: Watanabe Steel Works, Ltd.



[B] con uno, dos ó más tubos de succión; con dos hélices y dos timones en popa y una hélice en proa para hacerlas altamente manio-
brables en espacios reducidos. (Ver fig. 14).

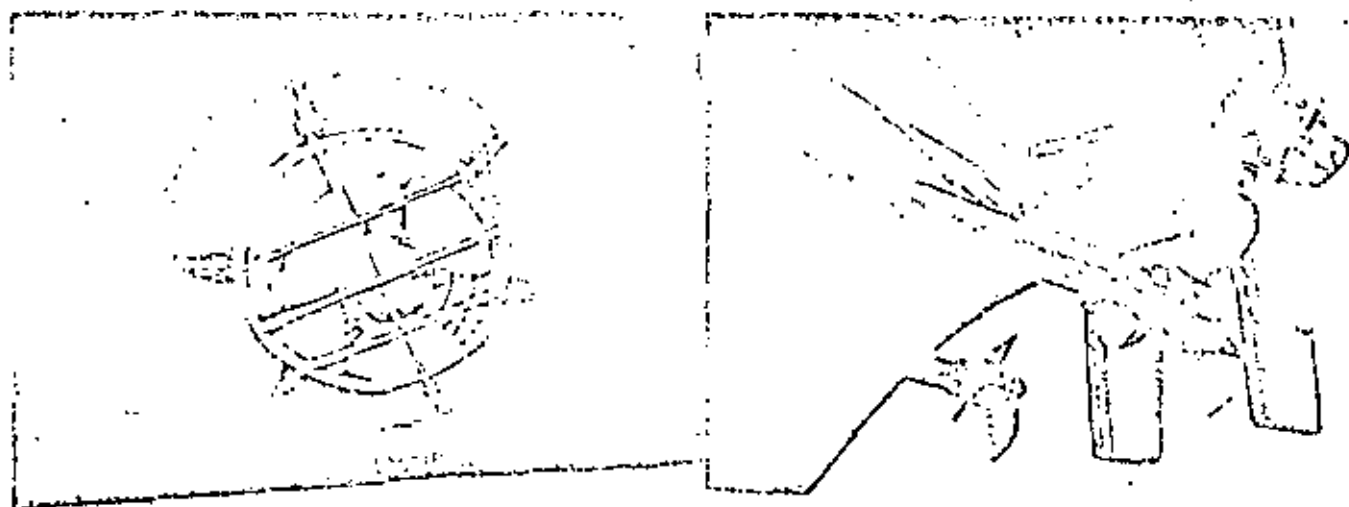


Fig. 14

su principal empleo es en mar abierto o en canales y dársenas -
donde una draga estacionaria podría ser un obstáculo.

Las cabezas de succión están divididas en dos tipos principales:

1.- Coral (Ver fig. 15)

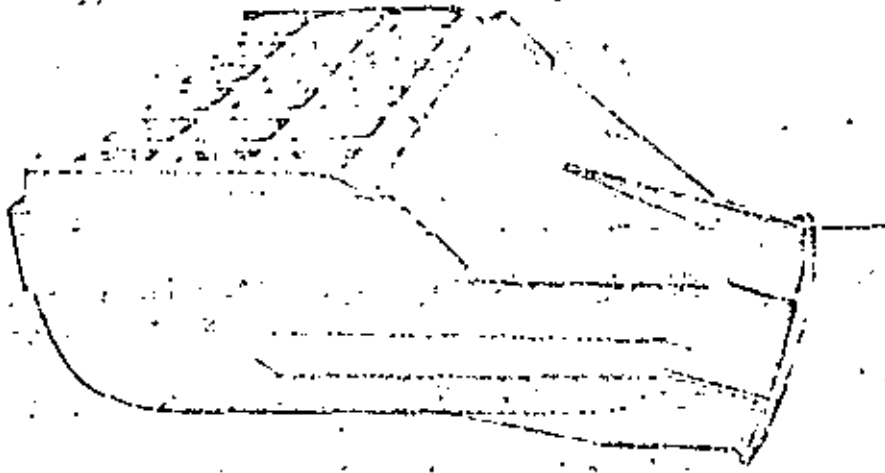
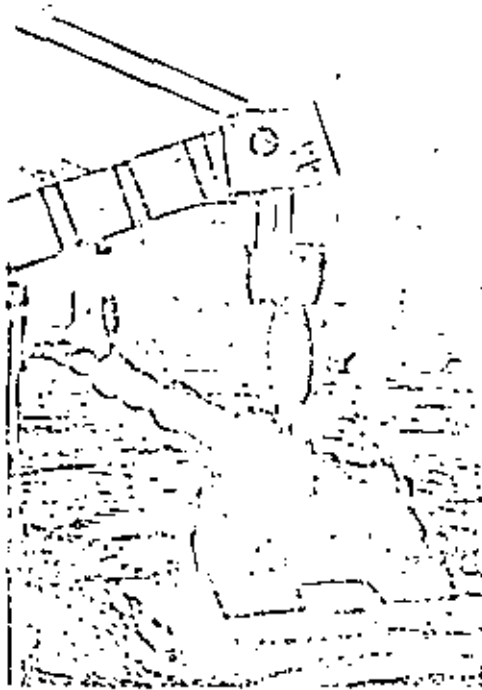


Fig. 15

2.- California. (Ver fig. 16).



[E B]

Fig. 16

La primera destinada al dragado de material suave.

La segunda ha sido resultado de investigaciones donde se ha comprobado que la succión se efectúa fundamentalmente por el perímetro de la cabeza o rastra por lo que en este tipo se ha aumentado la longitud del mismo. Puede dragar una gama mayor de materiales si se le ponen escrapas o cuchillas en su parte posterior.

Normalmente el sentido de dragado es en contra de la corriente si esta existe (de marea, litorales o fluviales).

Existen dos métodos para dragar:

1.- Sistema Americano

2.- Sistema Europeo

El primero se efectúa con la draga en movimiento, arando el fondo.

El segundo es fijando la embarcación y succionando del mismo lugar hasta que el material derrumba, sin embargo, en lugares próximos a instalaciones, no se recomienda por la posibilidad de amenazar la estabilidad de éstas.

Debido a que estas dragas no dejan un fondo con una cota uniforme, se ha ideado instalarles dos o más tubos de succión de tal forma que se eliminen al máximo los baches.

[E] [B]

Cuando en el lugar en que se draga la corriente es importante (por ejemplo en los ríos en época de avenidas) y el material es fino, se utiliza el método de dragado por agitación consistente en dejar que la corriente lo transporte en suspensión siempre y cuando el lugar donde se deposite no cause azolvamientos perjudiciales.

Con respecto a la eficiencia de estas dragas por su trabajo continuo mientras draga, es alto. Sin embargo, se ve afectada por la necesidad de suspender el dragado para ir al lugar de tiro donde deposita el material mediante la apertura de las compuertas que forman la parte inferior de la tolva.

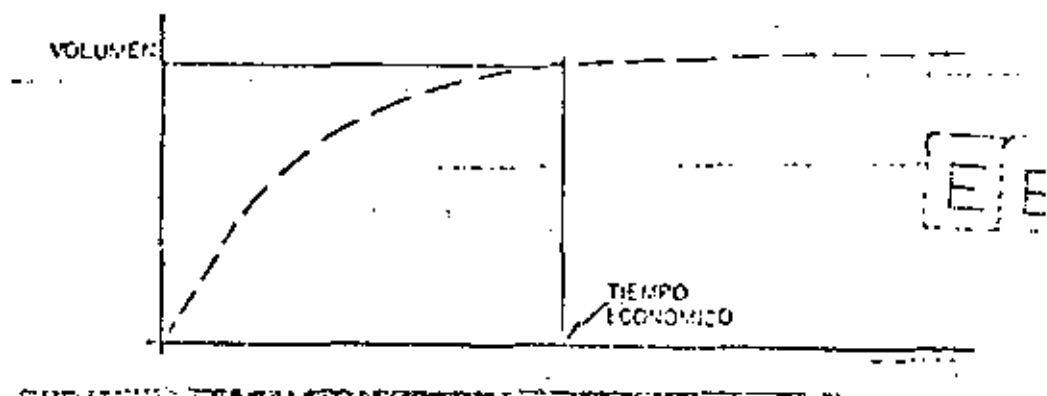
Solo es factible hablar de que la tolva se llena al máximo, cuando el material dragado es pesado; pero si este es ligero, la tolva no completa su capacidad ya que el material no alcanza a decantar regresando nuevamente al agua por los vertedores.

En este caso, se recurre al tiempo económico de dragado consistente en encontrar el tiempo mínimo con que puede obtenerse el mayor depósito de azolve dentro de la tolva.

Aún cuando existen ecuaciones para determinar este tiempo, se puede aplicar una forma práctica de hacerlo, que consiste en sondear la tolva cada determinado tiempo; cuando el volumen ya no tiene incrementos importantes para los mismos intervalos, se de-

(EB)

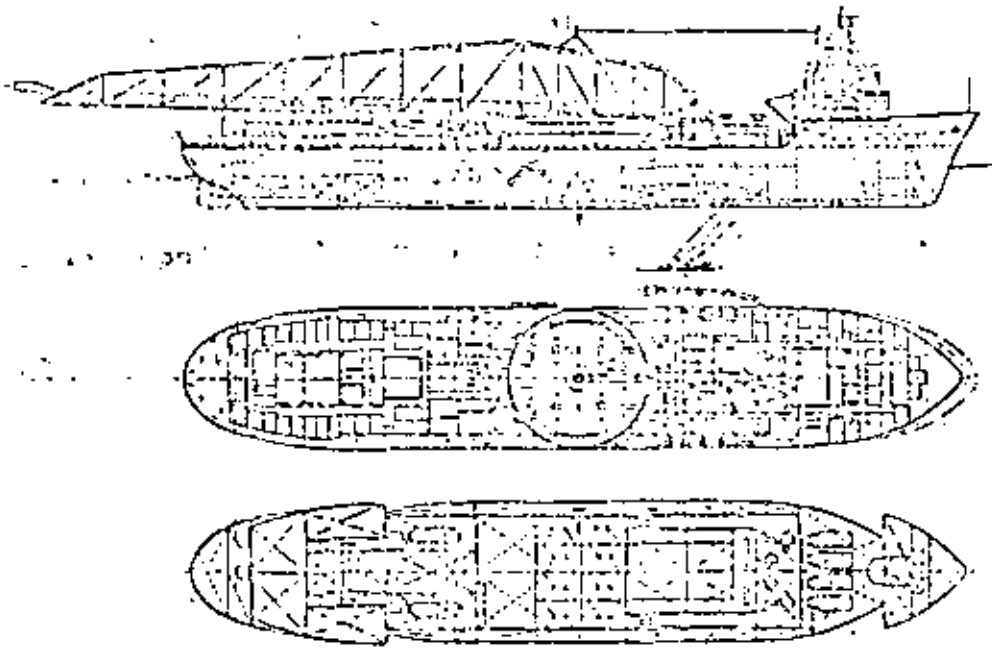
be suspender el dragado e ir al lugar de descarga. La gráfica siguiente lo ejemplifica:



Esto es sin hacer intervenir otros parámetros como son: el tiempo navegando y descarga en el lugar de tiro, costo del equipo, condiciones de trabajo, etc.

De estas dragas se han construido algunas de gran capacidad para operar en áreas remotas aprovechando buques tanque que ya no son útiles para este fin, como por ejemplo: las dragas Zulia para dragar en el lago Maracaibo y Kamachi Maru (Fig. 12) que son equipos que pueden almacenar en su tolva o descargar a chalanes; otras ya construidas expresamente con la MC FARLAND y la ICOA. (Ver fig. 17)

E B



Specifications

Max. dredging depth	18.2 m
Class capacity	2,350 m ³
Dredging rate	19,300 m ³ /h 135 rpm K 4
Suction and discharge pipe dia.	Suction 510 mm, Discharge 440 mm
Low speed engine	187.20 m x 148.40 m x 19.00 m x 17.30 m x 7.20 m
Gross tonnage	15,000 tons
Dredging rate	10,375 tons
Speed at sea	13.82 knots
Speed while dredging	3-4 knots
Navigation gear	Ocean going
Impulsion engine	Diesel 5,250 PS x 255 rpm x 2
Main gear and engine	Diesel 2,500 PS x 214 rpm x 4
Main generator	AC 1,750 kW x 4
Dredging pump engine	Diesel 3,428 PS x 215 rpm x 4
Sea anchor	Electric 170 kW x 2
Drag arm	Side drag type 2, center drag type x 2
Drag leads	Calculation type x 4
Traverse	Side up type K 7 base 1000 x 2
Date of delivery	June 1961
Owner	Ushirotsu Toshiyuki Inc.

Fig. 17.

esta última con capacidad en la tolva de 2,330 m³., construida para el dragado del río Orinoco en Venezuela!

DRAGAS ESTACIONARIAS.— De los equipos hidráulicos, es el de mayor eficiencia toda vez que su producción es continua y no requiere de retirarse del lugar de trabajo para descargar, ya que envía el material a través de una tubería al lugar de depósito.

Generalmente estas dragas se construyen en casco de líneas rectas. (Ver fig. 18).

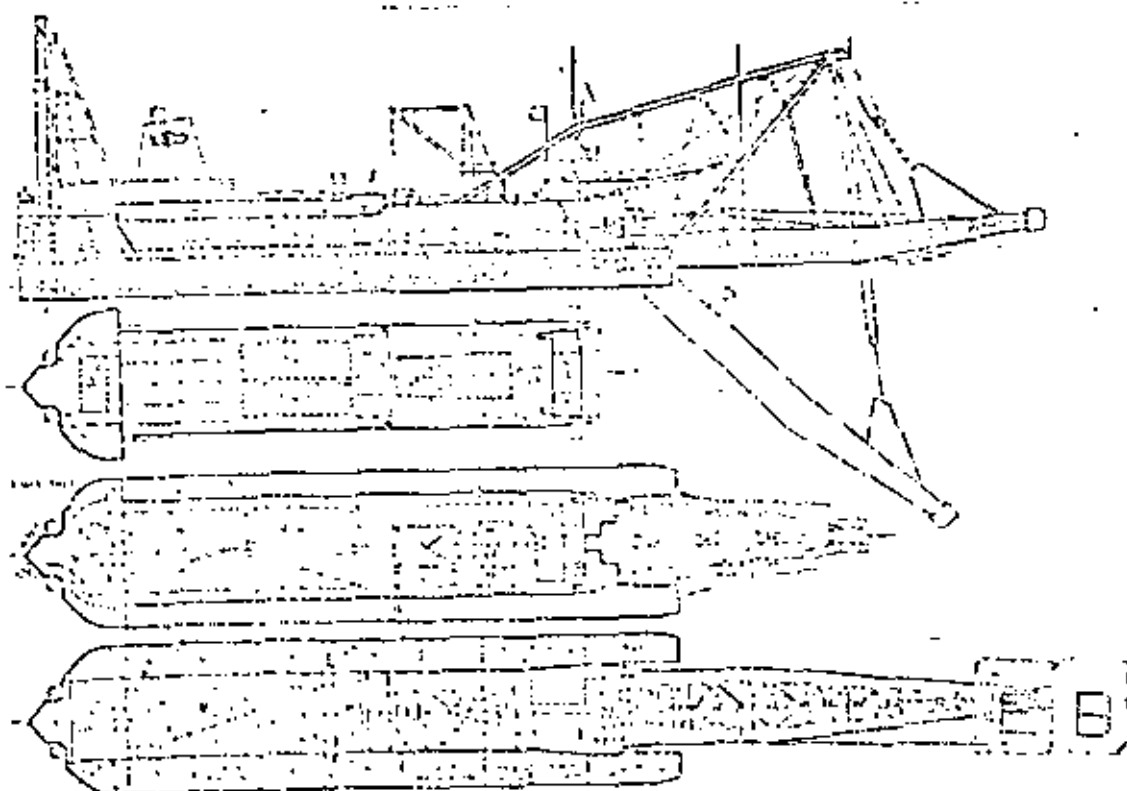


Fig. 18

Specifications

Max. draft (depth)	30 m
Max. discharge distance	1,000 m
Max. discharge distance (with)	5,000 m
Max. discharge capacity	1,198-2,000 m ³ /hr
Max. hopper size (L x W x H)	11.60 m x 7.19 m x 17.52 m x 4.37 m x 3.16 m
Dragage pump	10,000 m ³ /hr x 100 m x 160 rpm x 1
Section and discharge part	Section 115 m, Discharge 260 m
Dragage pump motor	AC 4,000 hp x 270-360 rpm x 1
Cutter	5 of 6 shaft enclosed type, 36 rpm
Cutter motor	Hydro-torque DC 1,150 hp x 1
Lower and saving water motor	Hydro-torque DC 243 hp x 1
Spud and Ch. (winches) motor	Hydro-torque DC 140 hp x 1
Main generator	AC 11,520 kVA x 6,600 V x 40 c/s x 3,600 rpm x 1
Main generator (stand by)	12,653 hp x 3,600 rpm x 1
Main boiler	400,000 x 226°C x 58,330 kg
Date delivery	April 1966
Drawn	Japan Dredging & Construction Co., Ltd.

Builder: ... Mitsubishi Heavy Industries, Ltd.

Fig. 18

Básicamente están constituidas por los mismos elementos hidráulicos que las de autopropulsión, a excepción de la tolva que -- las estacionarias no tienen.

El posicionamiento y avance de esta draga es mediante zancos y anclas.

Sus partes fundamentales de trabajo aparte del aparato hidráulico, son:

- 1.- Escala (con o sin cortadora)
- 2.- Zancos
- 3.- Cables para abanicar
- 4.- Tubería flotante de descarga
- 5.- Tubería terrestre de descarga

[E] [B]

6.- Plumas para los cables través (opcional)

Escala.- Es el elemento a través del cual baja el tubo de succión hasta el fondo de donde extrae el material.

Si el fondo es suave la simple succión es suficiente para hacerlo ascender por la tubería. (Ver fig. 19).



Fig. 19

Si el fondo es material compactado, entonces la escala en su extremo inferior, se dota de una cabeza cortadora que afloja el material para que este sea succionado por la bomba.

Existen varios tipos de cortadoras dependiendo del material que -
ataquen pudiendo ser: abiertas para arcillas; de corona para arc-
na y dentadas para materiales, muy duros y conglomerados.

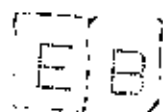
(Ver figs. 20, 21 y 22)..



Fig. 20



Fig. 21



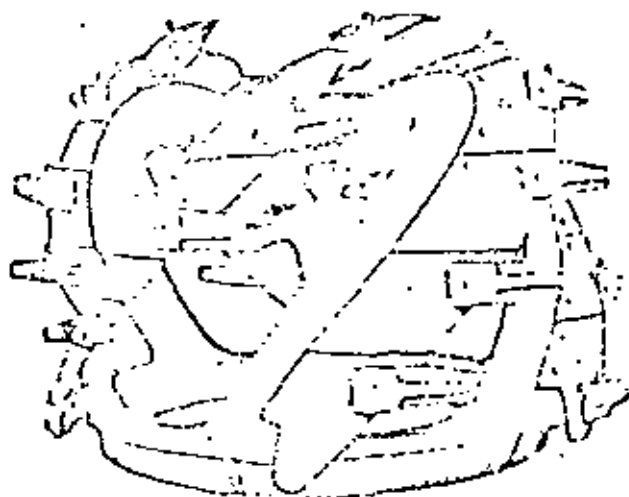
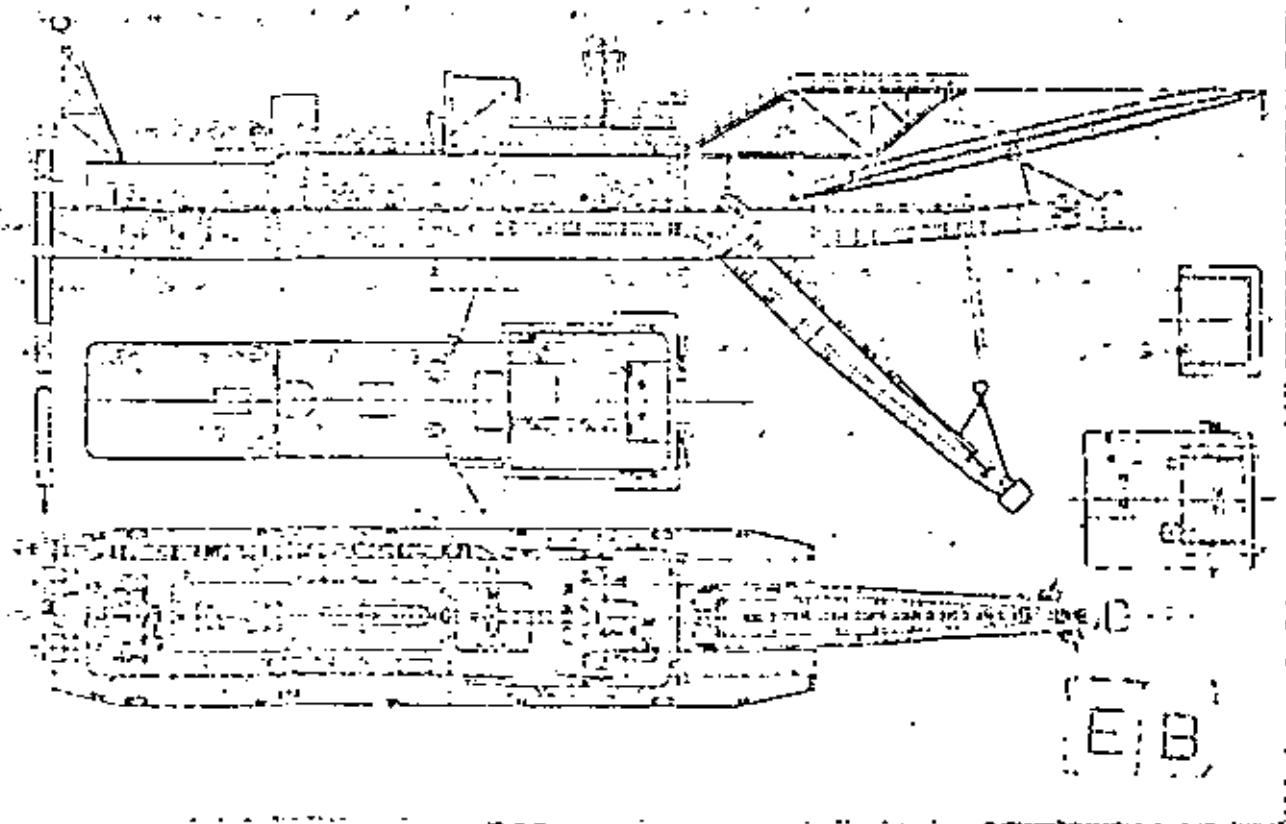


Fig. 22

Zancos.- Son dos elementos tubulares de gran longitud, de sección circular o cuadrada, que le sirven para posicionarse y avanzar, localizados en la popa de la embarcación. (Ver fig. 23).



Specifications

Max. dredging depth 34 m
 Nominal discharge efficiency 2 000 m
 Max. discharge distance 4 200 m
 Suction and discharge pipe dia Suction 813 mm, Discharge 760 mm
 Length Top A, B & D 27 800 m, K 47 100 m, K 13 550 m, K 4 270 m, T 62 m
 Dredging pipe engine 3 607 hp, K 350 rpm, K 1
 Dredging pump P 001 457 m³/hr, K 1
 Main generator engine (total power) 3 822 Fa, K 600 rpm, K 1
 Air compressor AC 875 450 m³, EC 1 222 hp, K 1, DC 350 rpm, K 1
 Engine Diesel (Caterpillar type A), 1, Diesel 1200 rpm, K 1
 Cutter engine DC Ward Leonard 370 hp, K 2
 Swing motor DC 140 hp, K 1
 Suction water AC 150 hp, K 1
 Suction water AC 150 hp, K 1
 Discharge water AC 220 hp, K 1
 Date of delivery September 1952
 Owner (The Nippon Kōkan K.K.)

Builder: Nippon Kōkan K.K.

El zanco de trabajo, (que es el más próximo a la tubería de descarga) es hincado en el fondo y servirá de pivote durante su operación de dragado.

El otro zanco o zanco de avance, es el que le servirá para avanzar en cuanto el área dragada haya quedado a la cota requerida.

Cables para abanicar.- De un lugar de la escala próximo a la cabeza cortadora parten dos cables de acero que en su otro extremo tienen un ancla que se fondea a uno y otro lado donde la draga este efectuando su corte, lo suficientemente lejos para que no sea necesario enmendarlas con demasiada frecuencia.

Arriando y virando simultáneamente estos cables con los malacates de proa y apoyándose en el zanco de trabajo, podrá la draga abanicar.

Tubería flotante de descarga.- Es la continuación de la tubería de a bordo. Por la misma condición de trabajo, esta deberá ser suficientemente flexible por lo que los tramos que la forman serán cortos (entre 6 y 15 m), unidos entre sí por conexiones de rótula o tramos de manguera de hule.

Para mantener la línea a flote a fin de hacer sencilla la manobra de desconexión, inspección y aumento de tramos de tubería, esta descansa sobre flotadores o pontones que pueden ser colocados con su eje mayor paralelo o perpendicular al eje de la tube-

ría .

Tubería terrestre de descarga.- Es la que se tiende en las zonas bajas terrestres donde se pretende llevar a cabo el depósito del material.

Generalmente se apoya sobre trozos de madera o caballetes con -- su extremo de descarga elevado a fin de evitar que la tubería se sepulte. Los tramos de tubería terrestres se conectan enchufando los unos con otros, en vista de tener uno de sus extremos forma-troncocónica.

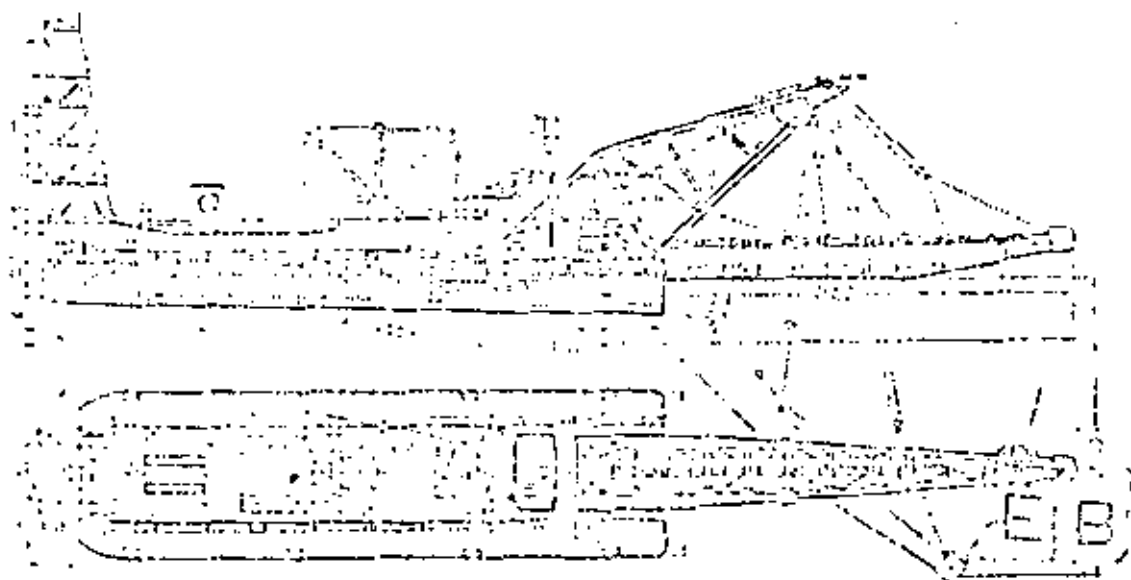
Plumas para los cables través.- Las dragas estacionarias se han- dotado en la proa y por ambas bandas, de dos plumas que sirven - para enmendar las anclas de los cables través con que abanica, - eliminando así el chalán grúa encargado de esta operación.

Las ventajas principales de estas dragas son la continuidad del trabajo y la uniformidad de la cota después del dragado.

Aunque estos equipos fueron diseñados para operar en aguas prote- gidas debido a que los zancos resultan demasiado frágiles en lu- gares expuestos al oleaje, este inconveniente se ha superado - substituyéndolos por tres cables que trabajan por la popa, siste- ma conocido como árbol de navidad.

El cual permite el dragado en aguas con cierto oleaje. (Ver fig.- 24).

(E) B,



Specifications

Max. draft depth	20 m
Normal discharge draught (fine sand)	4.000 m
Low draft (fine sand)	107.50 m x 82 m x 17.25 m x 50 m x 2.5 m
Grinding gear engine	Diapal - 102.55 x 130 rpm x 2
Drift gear	3.270 m ² x 123 m x 130 rpm x 1
Main generator engine	Diapal 3.430.95 x 114 rpm x 1
Main generator	AC 3.250 kw x 1
Section pipe dia.	102 mm
Discharge pipe dia.	160 mm
Cutter revolutions	24, 18, 12 rpm
Cutter speed	AC 100% x 2
Swing wind motor	250 kw x 1
Spud wind motor	150 kw x 1
Feeder wind motor	240 kw x 1
Date of delivery	June 1963
Owner	Deutscher Export-Import-Verlag, Leipzig

Builder:.....Uraga Heavy Industries, Ltd.

Fig. (24)

E/B

Otro inconveniente superado también, es el obstáculo de las tuberías flotantes que dificultan la navegación sobre todo en áreas de intenso tráfico marítimo.

Aunque no se elimina totalmente la tubería flotante, sí una gran parte se hace permanecer en el lecho marino.

Estas dragas se construyen en una amplia gama de tamaños pudiendo ir desde los 40 m³/Hr. hasta 2,000 m³/Hr. de material sólido. Las pequeñas se diseñan de tal forma que su casco pueda seccionarse en 3 ó más partes, lo que les permite ser transportadas por vía terrestre por cualesquiera de los medios existentes, facilidad que las torna en equipos portátiles que pueden dragar en zonas tierra adentro, sin que éstas tengan acceso a vías de navegación para el transporte del equipo.

Muchos son los aditamentos que se le han incluido a estas dragas para aumentar su eficiencia, entre ellos, los chorros de agua que ayudan a la fuerza de succión a elevar el material, lográndose dragados a mayor profundidad cuyo mayor problema es la cavitación.

Actualmente existe una draga con escala de 69 m. que efectúa dragados hasta a 61 m. de profundidad.

La eficiencia de estos equipos está regida por la profundidad de

[E] [B]

[B] dragado, dureza del material, altura y longitud de descarga y habilidad del operador.

La distancia máxima de descarga es de 4,000 m. (dependiendo del material y altura de descarga). Cuando se requiere que el material sea enviado a distancias mayores, se hace uso de subestaciones de bombeo distribuidas convenientemente a lo largo de la tubería, para mantener la velocidad del transporte y evitar sedimentaciones en la línea.

DRAGAS FIJAS. - Desde el punto de vista de la forma hidráulica de extraer el material así como de transportarlo, utiliza el mismo sistema mencionado para los dos últimos tipos de draga antes descritos. Sin embargo, la draga fija carece de movimiento, es decir, que es una estructura convenientemente situada, donde se localizan las bombas.

En la costa de California (en Sta. Bárbara actualmente en operación) y aquí en México (en Salina Cruz) fueron instaladas dragas de este tipo.

Desafortunadamente, la de Salina Cruz no tuvo el éxito esperado por haber quedado en poco tiempo aislada del agua necesaria para el transporte de la arena. La difusión de este tipo de draga la cual trabaja por derrumbe, ha sido muy poca, debido a que una fa-

[EB]

lla en la localización, la deja inutilizada o trabajando con muy bajo rendimiento.

EQUIPOS DE DRAGADO PARA GRANDES PROFUNDIDADES.- Aún cuando por mucho tiempo la función primordial del dragado fue la de extraer material del fondo a fin de hacer la navegación segura dentro de los puertos y accesos a éstos, la Ingeniería ha aceptado el reto de extraer minerales, materiales pétreos para construcción e intentar obras bajo las aguas cuya superficie es 3 veces mayor que la de la corteza terrestre.

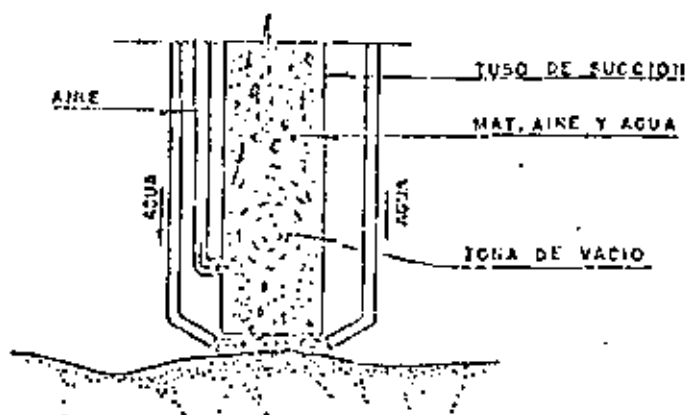
En un principio, esto se llevó a cabo con cierto éxito en aguas relativamente bajas, con los mismos tipos de dragas con que se profundizaban los puertos y canales; sin embargo, cada vez se requiere ir a mayores profundidades con equipos más eficientes y sofisticados.

Las dragas de canjilones, han sido aplicadas en la extracción de oro en Australia, California y Alaska; en la explotación de estaño en el Sudeste Asiático y en E.U. y Japón, para extraer materiales tales como arena y grava para obras portuarias.

Aunque los equipos para grandes profundidades en sus diseños avanzados se encuentran todavía en etapa de estudio, el sistema de dragado con aire (Air lift) ya desde hace tiempo, se aplica con buenos resultados.

E B

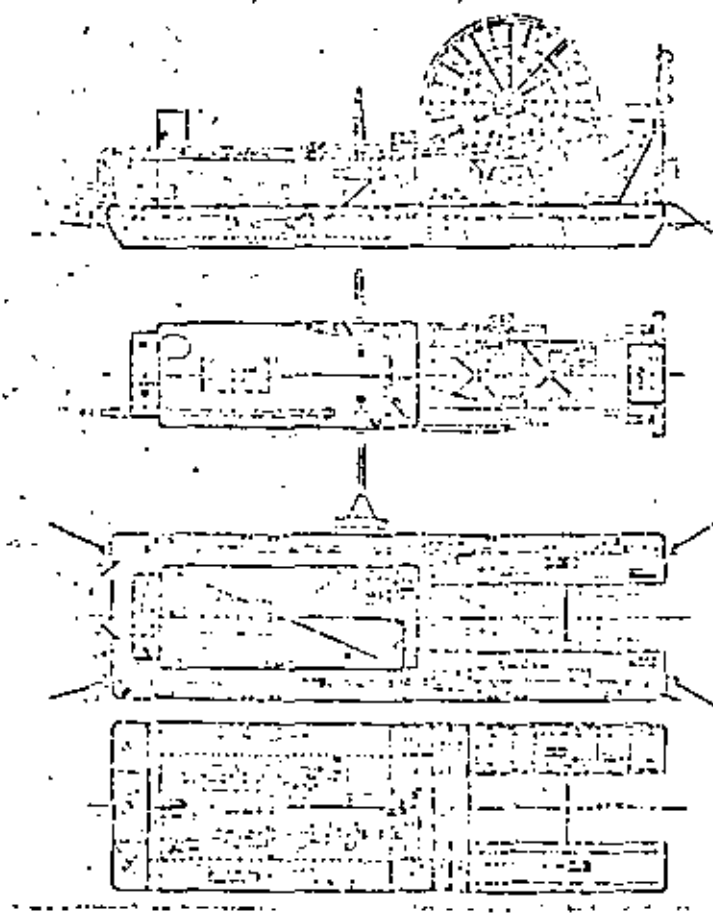
El sistema consiste de un tubo con una conexión lateral para - - una tubería de aire que enrarece el ambiente interior del tubo - y por diferencia de presiones ascienden las partículas sólidas. Se han aplicado chorros de agua en el extremo de la tubería para ayudar a desprender los materiales del fondo, con lo que se ha - aumentado la eficiencia. El siguiente esquema ejemplifica el sistema.



Asímismo, para la explotación de bancos de arena ó grava, se utilizan las dragas dotadas del sistema de chorro de agua y succión.

El chorro de agua sirve para retirar la capa de fango que se encuentre sobre la arena ó grava y la succión toma el material de buena calidad depositándolo en chalanes toiva, auxiliándose con

los chorros de agua. Su profundidad de dragado es a la fecha de -
100 m. (Ver figs. 25 y 26).

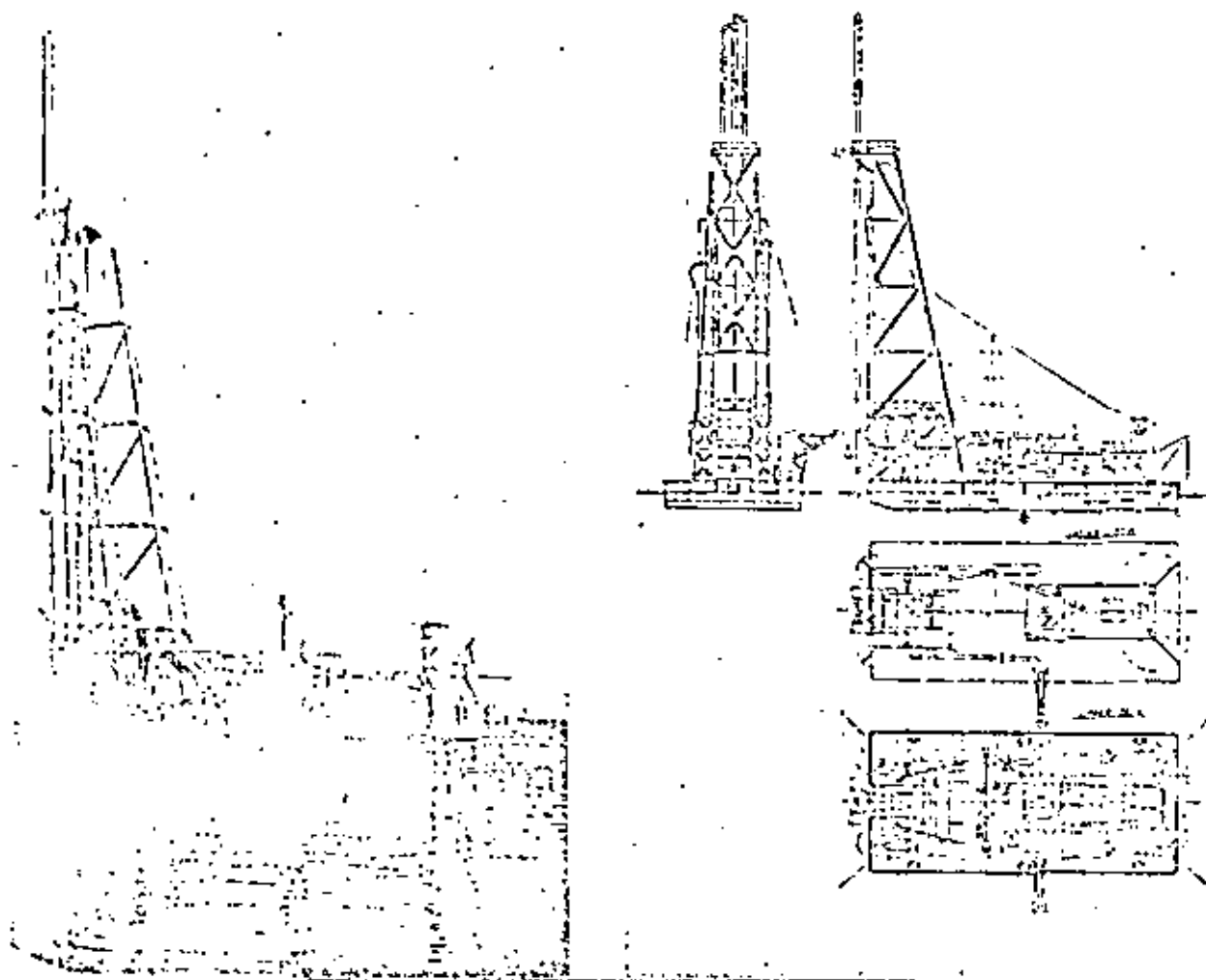


Specifications

Max. dredging depth	100 m
Normal discharge distance (with a booster pump)	1,000 m
Normal dredging capacity (normal content 61.5%)	2000 ³ /h
Water flow rate	30000 m ³ /h
Jet and suction water line	423 mm
Jet line	423 mm
Top x 100 x 8 x 0 h. e.	4900 mm x 4750 mm x 1430 mm x 350 mm x 710 mm
Ejector pipe	1,700 mm ² /h x 147 mm x 1,000 rpm x 1
Jet pump	1,100 mm ² /h x 173 mm x 1,010 rpm x 1
Ejector and jet pump engine	Diesel 2 300 PS x 143 rpm x 1
Booster pump	2 700 mm ² /h x 99 mm x 143 rpm x 2
Booster pump engine	Diesel 2 000 PS x 100 rpm x 1
Main generator	AC 121 kVA x 275 V x 2
Main generator engine	Diesel 130 PS x 950 rpm x 2
Main reel with motor	423 mm x 1
Mining winch motor	19 1/2/10 hp x 2
Date of delivery	October, 1963
Contract	Asa Maruoka Co., Ltd.

Fig. 25

Builder: Ishikawajima-Harima Heavy
Industries Co., Ltd.



Specifications

Dredging depth	40m
Size X L X W X H	77 00m X 10 00m X 7 30m X 1.10m
Water pump for suction and discharge	180-270 X 100 X 1,150 cm X 1
Jet water pump	100 X 70 X 100 X 20 cm X 1
Water pump engine	Diesel 300 PS X 1 130 cm X 1
Jet water pump engine	Diesel 110 PS X 1
Air compressor for ejector and general use	3m ³ /min X 1
Generator	Diesel driven 4 kw X 1
Control engine	10 PS X 110 cm X 1
Credging equipment	
Double pipes with an ejector and a rubber hose	3
Dirt and a rubber hose	7
Compressed air pipe and a rubber hose	4
Instrumenting and wiring with a control	Diesel driven 10 X 30 cm X 1
Date of delivery	November 1961
Owner	Tan Hagar Works Co. Ltd

Builder: Hitachi Shipbuilding & Engineering Co., Ltd.

EB

No solo para la minería sino también para el dragado de cepas que alojen túneles submarinos o tuberías a gran profundidad se estudian equipos cuya operación no se vean interferida por las condiciones meteorológicas en la superficie, como acontece con los - - equipos convencionales.

Los diseños siguientes muestran los sistemas propuestos para - - obras de ingeniería y extracción de elementos útiles al hombre, a grandes profundidades. (Ver figs. 27, 28, 29, 30, 31, 32 y 33).

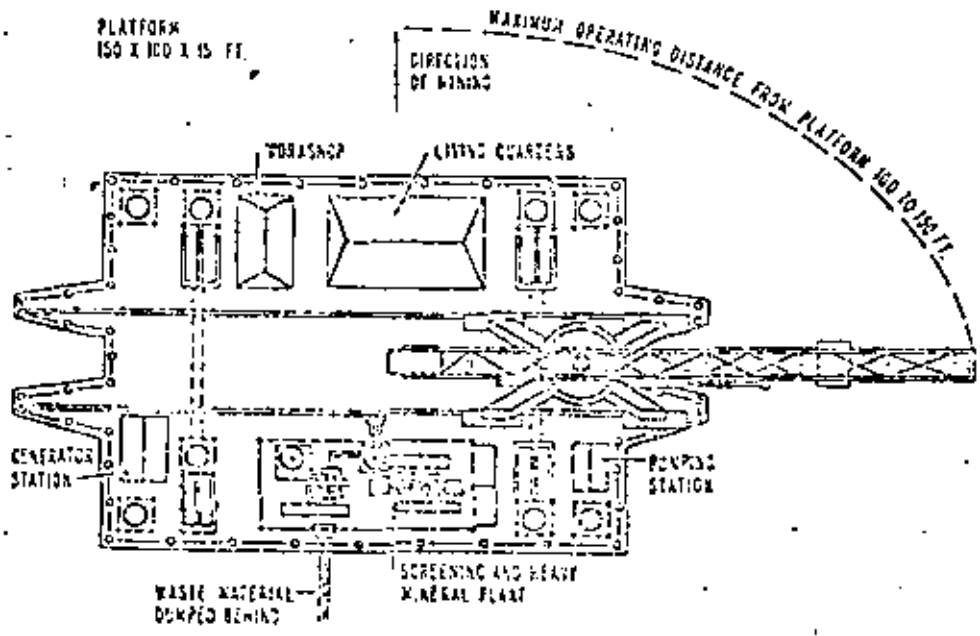
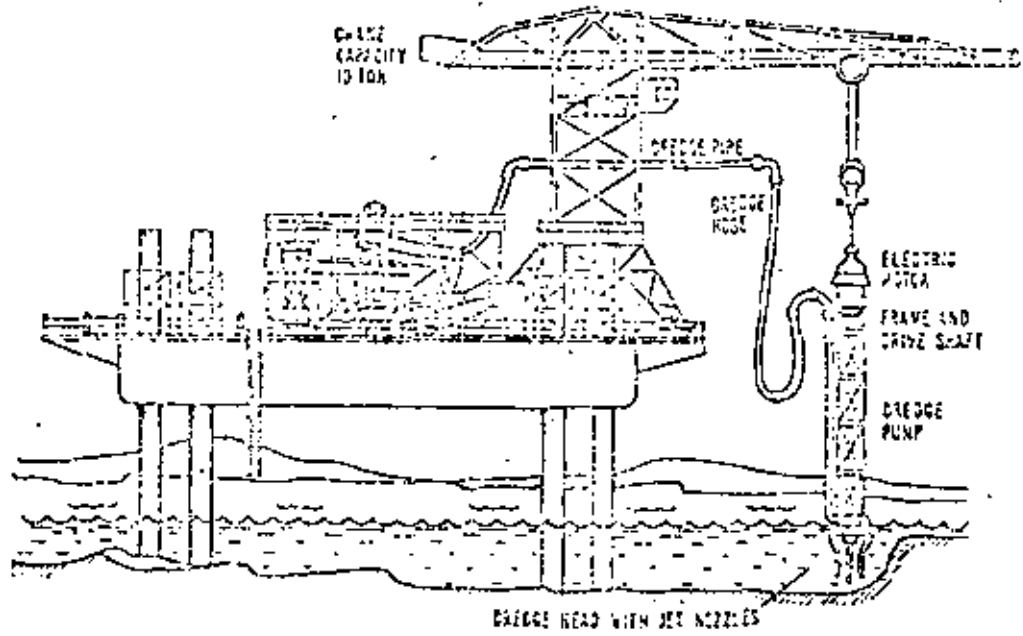


Fig.

Walking platform for mining in shallow water.

B

B

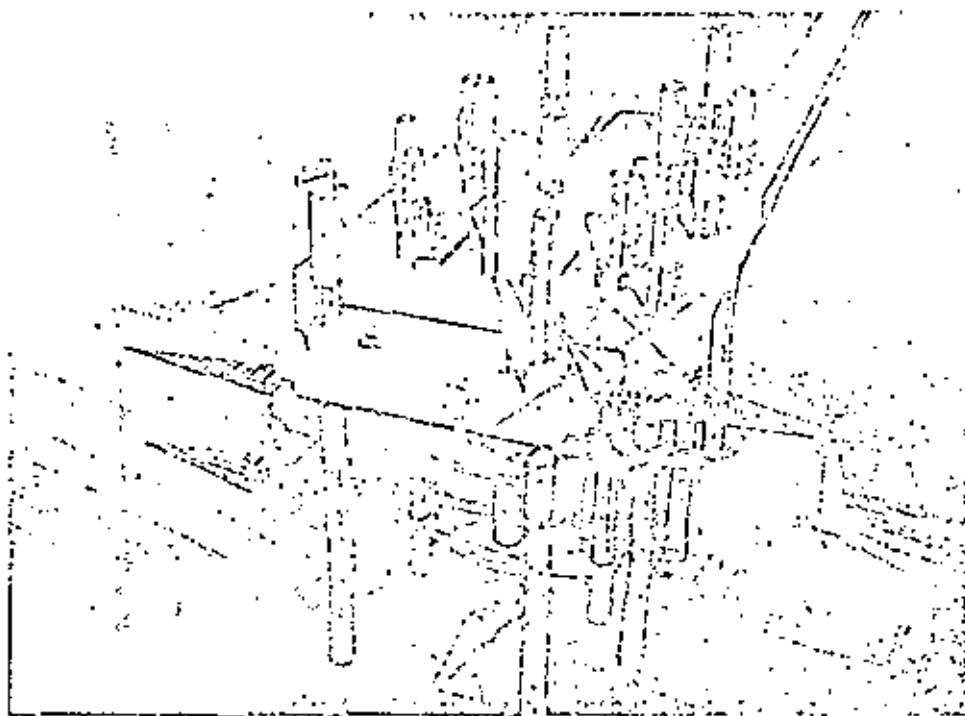


Fig. 29

Walking platform developed for digging a tunnel trench.

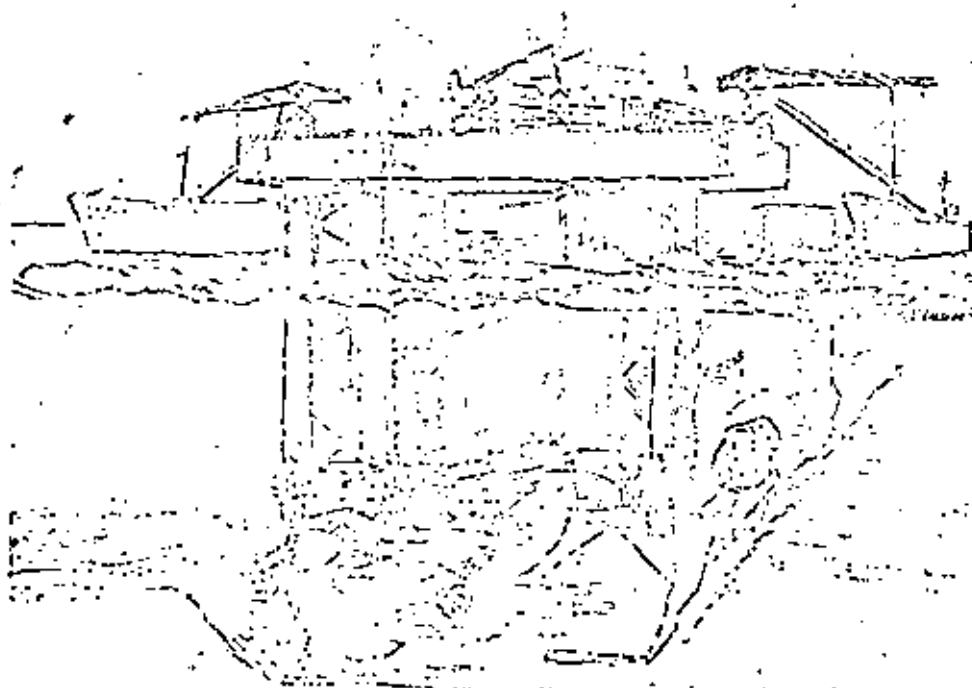
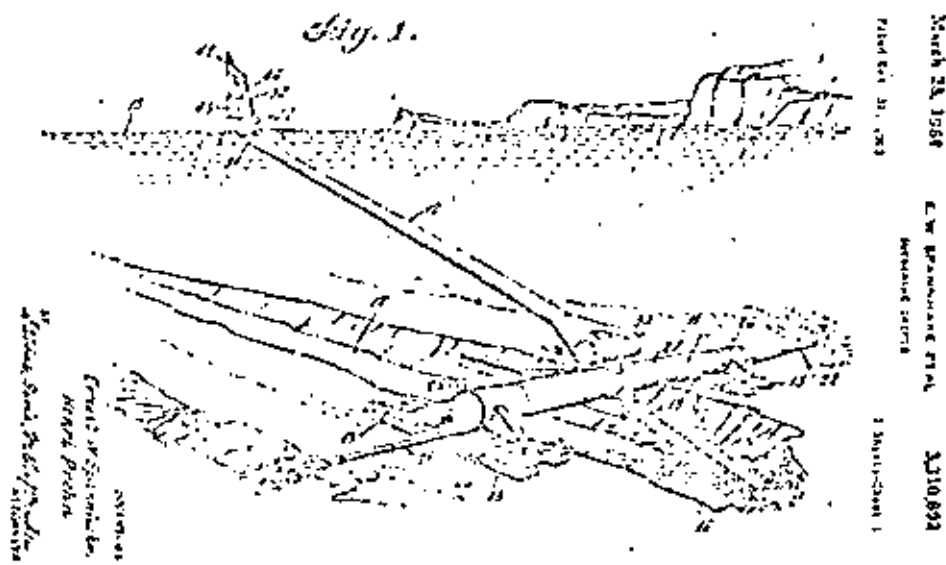


Fig. 28

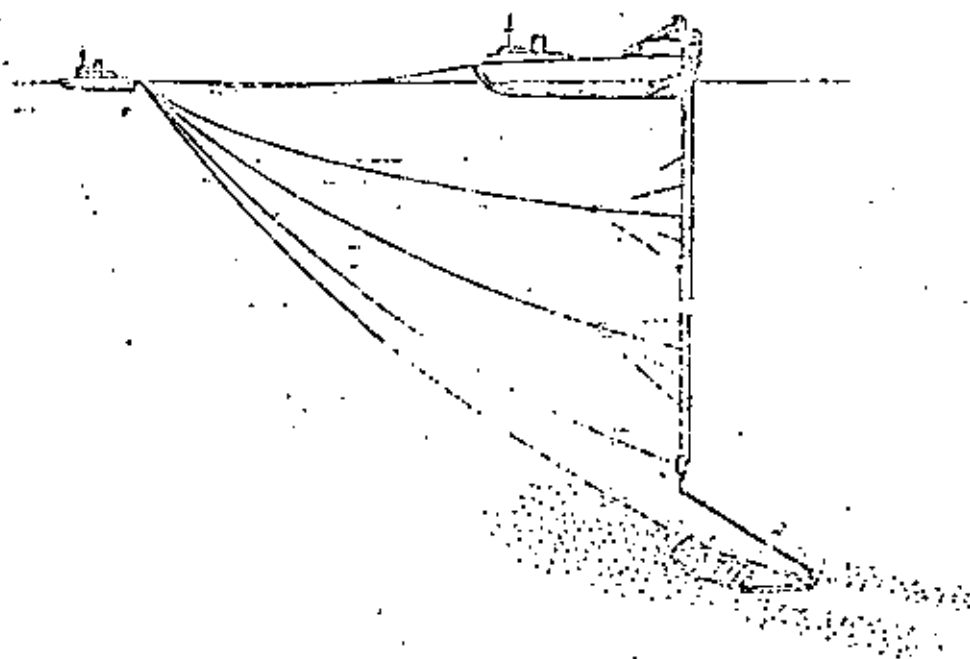
Bottom crawling dredge for digging tunnel trench.

EB



Bottom crawling dredge with access pipe.

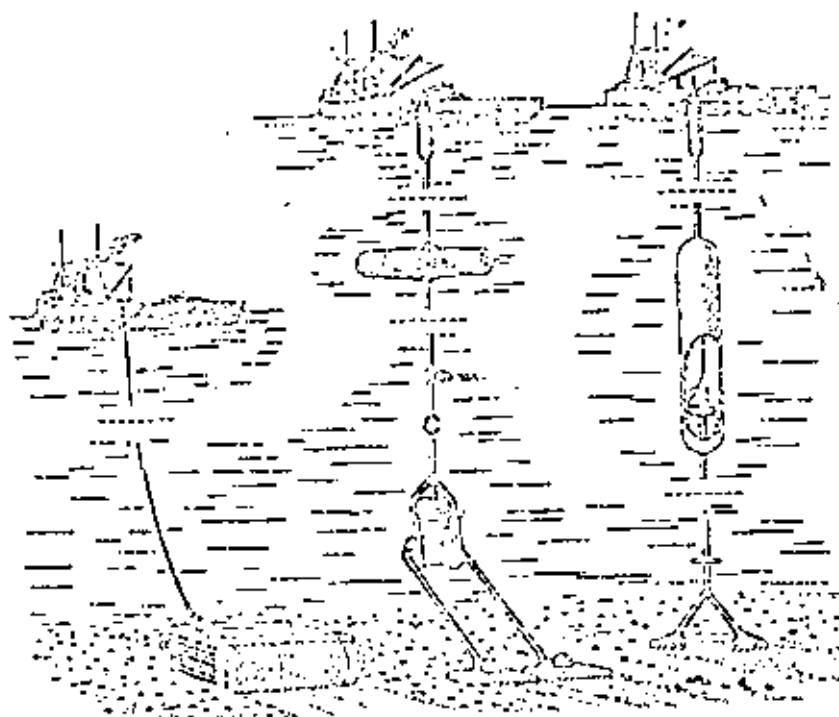
Fig. 30



J. Ball proposed module mining by use of light-media lifting system.

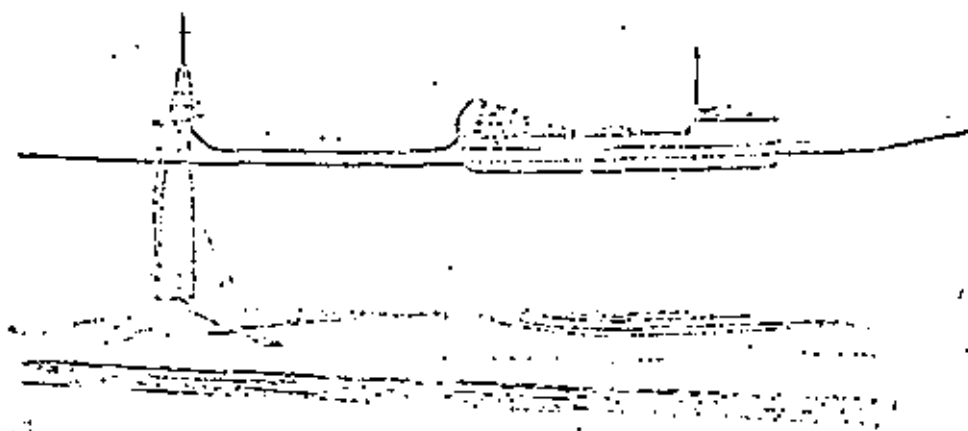
E-B

Fig. 31



Dr. Mero envisioned mining of manganese nodules from deep sea floor deposits.

Fig. 32



Flip ship dredge for mining from sea floor of the continental shelf.

[E] [B]

En Estados Unidos han diseñado una draga submarina actualmente -
trabajando en Florida cuya profundidad de operación es de 30 m.,
con la finalidad de extraer arena y reponer la que es retirada -
por el mar en los cambios de estación, de playas de gran atractii
vo turístico como son las de Florida, Carolina, Nueva Jersey, Re
dondo, California o Waikiki en Hawaii. (Ver fig. 34).

EB

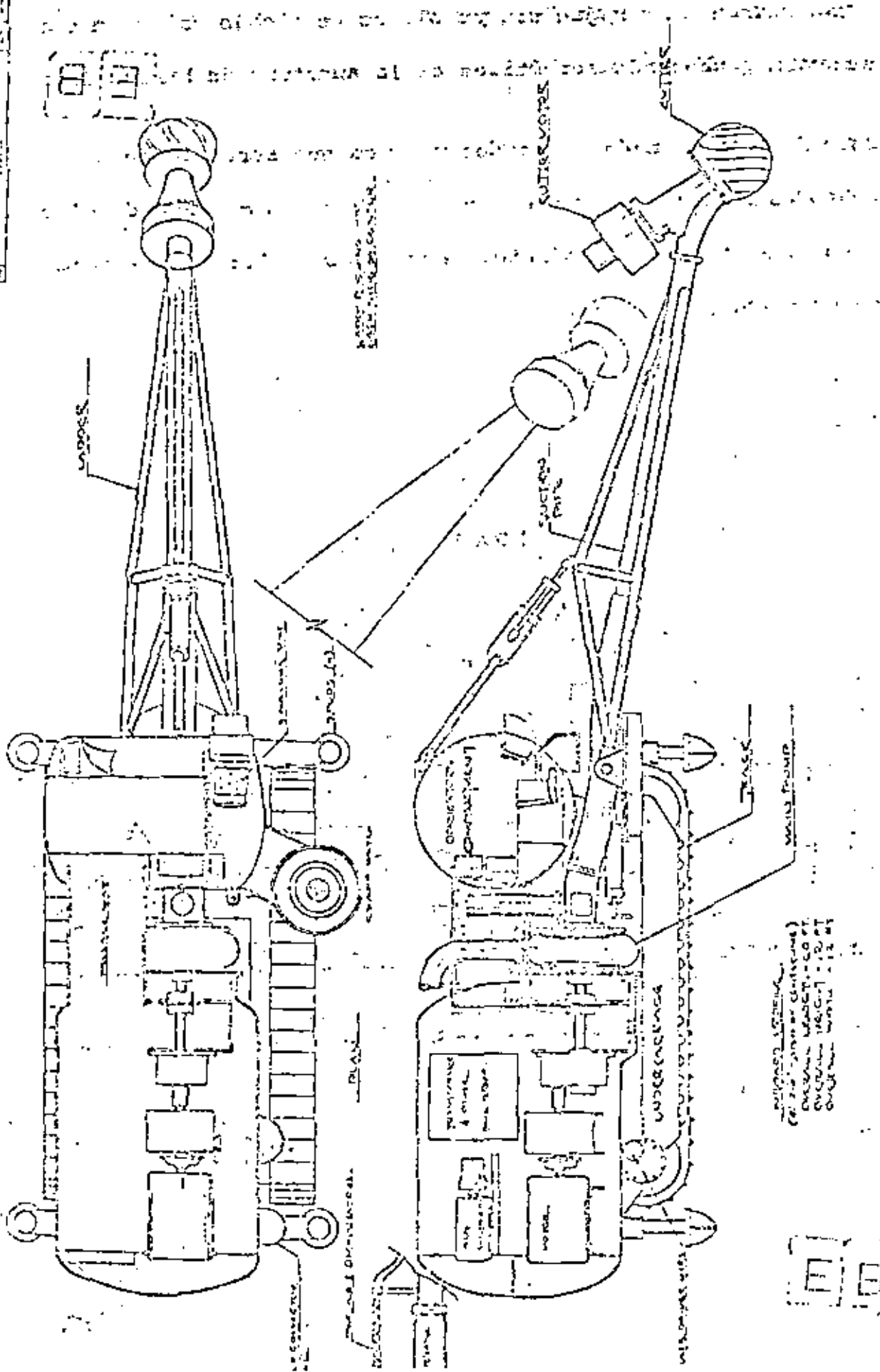
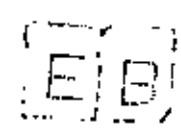


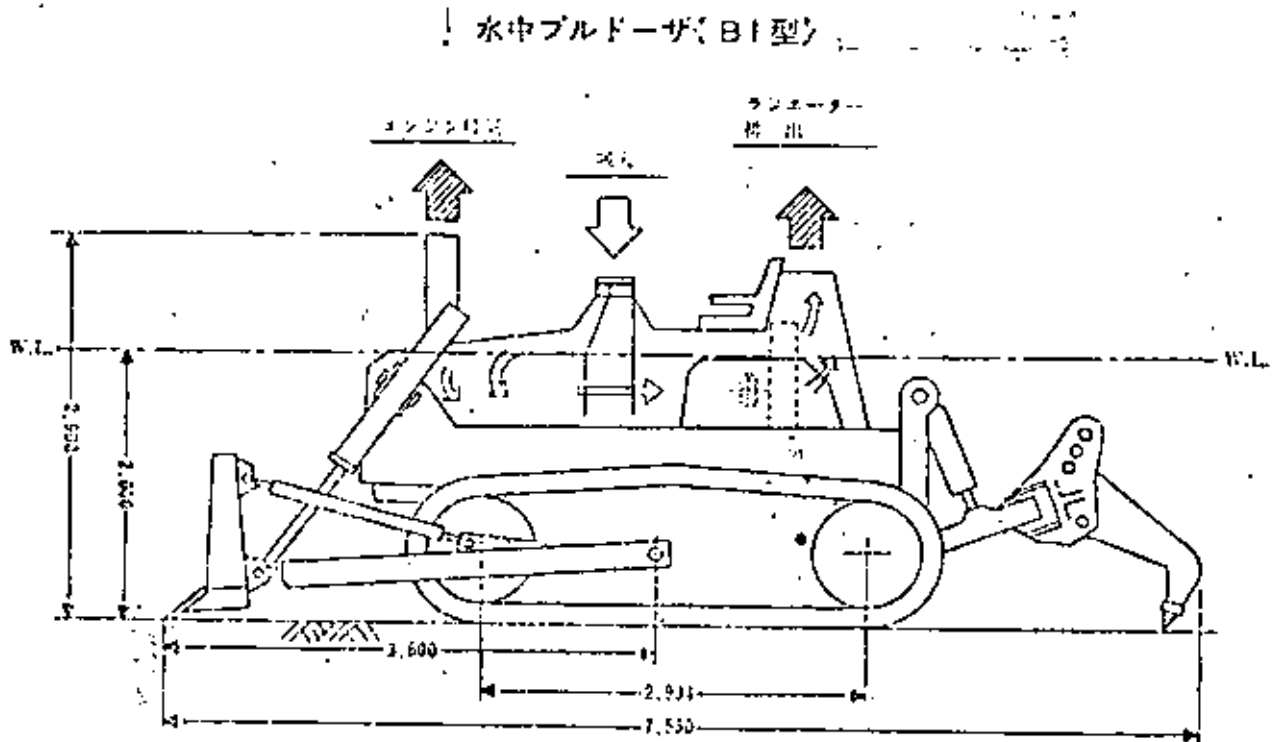
Fig. 34

WINDING MOTOR
 (2) 2.5 HP (1.8 KW)
 OVERHAUL WEIGHT 150 LB
 OVERHAUL WEIGHT 150 LB
 OVERHAUL WEIGHT 150 LB



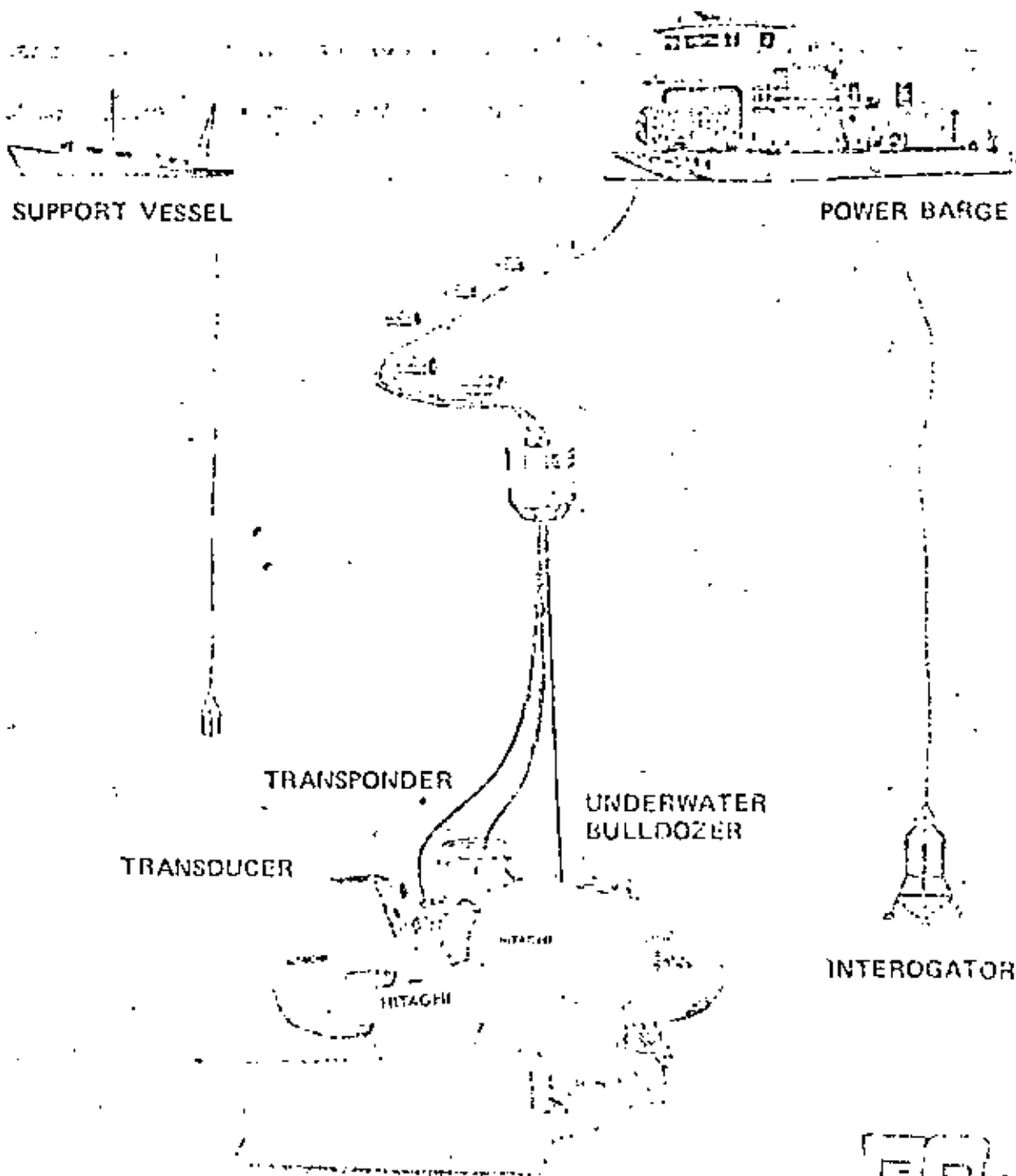
Estas dragas trabajan sin problemas de oleaje salvo en tormentas severas, pudiendo ser útiles en la apertura de barras inclusive.

Para la nivelación de fondos marinos que servirán de desplante de obras marítimas (oscolleras, tanques submarinos de almacenamiento, etc) se han diseñado dos tipos de bulldozers: para aguas bajas (Ver. fig. 35).



y submarinos (Ver fig. 36)

JH360. UNDERWATER BULLDOZER SYSTEM



EB
EB

Estos últimos pueden ser operados desde a bordo ó a control remoto. En Japón ya se encuentran trabajando ambos tipos en vías de experimentación, con resultados satisfactorios.

LA TABLA No. 1.- Muestra los costos comparativos para diferentes tipos de dragas y materiales.

LA TABLA No. 2.- Incluye todas las dragas estacionarias con sus principales características que operaron en el puerto de Kashima, Japón en el año de 1970.

EB

DRAGADO

- I.- Trabajos Previos al Dragado
- II.- Usos del material extraído.
- III.- Métodos para estabilizar los rellenos
- IV.- Generalidades sobre el dragado de los puertos Mexicanos.

I.- TRABAJOS PREVIOS AL DRAGADO.- No solo para la ejecución del dragado sino también para la adecuada selección del equipo, - es necesario ejecutar ciertos trabajos previos, que pueden dividirse en:

- 1.- Muestreo del área por dragar.
- 2.- Elección de la zona de tiro.
- 3.- Construcción de bordos y vertederos en el área de tiro.
- 4.- Levantamiento batimétrico de la zona por dragar.
- 5.- Balizamiento de la misma.
- 6.- Tendido de la tubería flotante y terrestre.

1.- MUESTREO DEL AREA POR DRAGAR.- Cuando el lugar donde se van a ejecutar los trabajos nunca ha sido dragado ó se va a incrementar la profundidad en forma importante, es necesario muestrear el fondo a base de sondeos para conocer la estratigrafía y poder determinar la dureza de los materiales que se atacarán. En rigor y de acuerdo con la tabla No. 2, los precios de dragado varían con los equipos a usar y las características del material por -

lo que es primordial el conocimiento del suelo para fines de contrato ó selección del equipo, así como para determinar los ángulos de reposo del material para el cálculo de los taludes.

2.- ELECCION DE LA ZONA DE TIRO.- Esto solamente es válido cuando el material extraído no se ha destinado para un propósito determinado, es decir, para el relleno de una zona específica.

Las zonas de tiro pueden ser:

a) Bajo el agua

b) En tierra

a) Bajo el agua.- En mar abierto sin mayor utilidad, donde el depósito del material no afecte la navegación o en los lugares predeterminados para efectuar un relleno.

b) En tierra.- Puede o no estar elegida la zona de descarga. Si se trata del último caso, se buscará que dicha área de ser posible, se encuentre lo más próximo a la zona por dragar lo que aumenta la eficiencia del dragado y disminuye la tubería de descarga necesaria.

Para esto se hará un reconocimiento topográfico de la zona, eligiendo la que de acuerdo con el volumen por dragar, esté disponible y sea la más adecuada, buscando que sea un área baja, la que

se beneficie amén de lograr con esto una carga estática menor.

3.- CONSTRUCCION DE BORDOS Y VERTEDORES EN EL AREA.- Una vez determinada la zona habrá de protegerse mediante bordos para confinar el material.

Cuando se cuenta con áreas superiores a las necesarias, solo se protegerán las partes que eviten que el material regrese al agua o dañe zonas pobladas ó de cultivo.

Los bordos deberán ser si es posible, de material arcilloso tomado de préstamo del terreno para evitar al máximo el problema de tubificación, limpiando el área de desplante con tractores, pues si se construye sobre monte bajo, habrá hoquedades que propiciarán el rompimiento de los bordos.

El bordo será lo suficientemente ancho en su base para soportar el empuje del material de relleno con una cota que le permita tener como mínimo 50 cm. de libre bordo después de terminado el relleno.

El ancho de la corona permitirá el tránsito de una persona que recorrerá los bordos permanentemente, vigilando el estado en que se encuentran.

Los bordos deberán ser bandeados con tractor para darles una mejor compactación.

[E] [B]

En las partes más bajas del terreno o en aquellas más distantes del punto de descarga, se construirán en el bordo, vertedores - que permitirán la salida del agua en que va suspendido el material, después de que éste se sedimente.

La razón de buscar la mayor distancia entre la descarga y el vertedor, es la de aumentar la longitud de recorrido de la mezcla - lo cual permite que el agua pierda velocidad propiciando la decantación del material. Si el vaso de captación de azolve es demasiado reducido, se construirán bordos interiores en forma semejante a los de un tanque decantador, con la misma función de aumentar la distancia de recorrido.

Cuando por el vertedor principia a pasar material en suspensión, indica que debe incrementarse la altura de aquel, lo cual se logra insertando tabloncillos en las ranuras guía que se dejan expuestas en los lados de la estructura. El aumento oportuno de los tabloncillos es importante para el control del depósito.

El agua excedente que se vierte fuera del vaso se enviará de regreso al mar, río etc., drenándola a través de canales construídos con este fin.

4.- LEVANTAMIENTOS BATIMETRICOS DE LA ZONA POR DRAGAR.- El primer levantamiento batimétrico servirá para conocer el estado actual del fondo así como para poder estimar el volumen teórico a dragar. Este plano llamado "plano antes de dragar", servirá conjuntamente con el "levantamiento después de dragar", para calcular los volúmenes en forma precisa, por lo general, si los trabajos se llevan a cabo por contrato, los levantamientos se harán con la intervención del contratista, el contratante y una autoridad marítima local que certifique que el levantamiento tiene la precisión debida.

De acuerdo a lo que se especifique en el contrato, los levantamientos podrán hacerse uno solo al final del trabajo, o por etapas. Generalmente cuando el dragado es de magnitud importante, y existe el peligro de depósito de material, se harán estimaciones parciales en base a planos levantados a lapsos regulares, o de acuerdo a dragados parciales previamente establecidos.

Sin embargo, aún cuando se haya estipulado una sola estimación, se harán levantamientos diarios, semanales etc., dependiendo del avance de los trabajos, para verificar si el dragado se ejecuta de acuerdo a lo planeado.

Para los levantamientos, se requerirá un equipo que registre la profundidad y otro que la sitúe.

Los aparatos para determinar la profundidad pueden ser sim-

ples o complicados como lo requiera el trabajo.

El método más sencillo para conocer la profundidad, es utilizando un pedazo de plomo de forma de cono o pirámide truncada, llamado escadallo unido a una cadena o cordón marcado con barbetes en - - pies o metros, llamado sonda o sondaleza.

El escadallo podrá ser de alta mar o de puerto, dependiendo de la profundidad donde se sondee, siendo el de alta mar de mayor peso que el de puerto. Con este aparato simple es posible, hacer levantamientos de importancia; no obstante estos son lentos en su ejecución con la desventaja de solo conocer la profundidad en el punto sondado.

Se requiere el uso de una embarcación de remos o una lancha cuya velocidad sea muy lenta, para permitir un mayor número de sondeos. Los puntos donde se obtenga la profundidad, se marcarán desde tierra mediante un teodolito a una señal dada desde la lancha, o con un sextante desde a bordo con respecto a marcas en tierra.

Generalmente para ejecutar los sondeos, estos se registran sobre líneas o enfilaciones que facilitan el seccionamiento del área y permiten hacer un trabajo más ordenado.

Se recomienda el sistema con sondaleza para trabajos de reconocimiento rápido, para áreas pequeñas o en lugares próximos a muelles donde pudiera haber variación en el registro de profundidades con-

(E.B.)

aparatos electrónicos mismos que se describirán más adelante.

El aparato más generalizado en la actualidad es la ecosonda, cuyo funcionamiento se basa en la emisión de un sonido dirigido, - que toca el fondo y se refleja recibiendo la señal un transductor que lo envía a un registrador:

Las formas de registro de un ecosonda puede ser:

- a) De destello
- b) De gráfica
- c) Digital

a) De destello.- Es el equipo más liviano y portátil. El transductor recibe la señal y la pasa a una carátula circular en la cual se emite un destello, indicando la profundidad en la carátula graduada. Son útiles solo para reconocimiento, ya que son poco prácticas para trabajos formales, por carecer de registro permanente.

b) De Gráfica.- Pueden ser circulares o lineales. La señal recibida es registrada en un papel sensible dando una gráfica continua de la profundidad.

Este ecosonda se instala a bordo de una lancha de motor, mandando mediante un botón, un impulso a la gráfica haciendo una marca que coincide con la situación tomada por los topógrafos en tierra.

(E/B)

Se tomará la hora de inicio y terminación de cada sección sondeada, para fines de hacer la corrección por marea en cada punto marcado en tierra y reducir las profundidades a un plano fijo, que puede ser el nivel de marea baja media de sicigias.

c) Ecosonda Digital.- Es el equipo más moderno que existe, en la cual, las profundidades son registradas mediante una computadora en forma numérica, evitándose la interpretación de la gráfica. - Se usa en trabajos oceanográficos.

Para situar los puntos de los que se ha registrado la profundidad mediante sondaleza ó ecosonda, se utilizarán, dependiendo de la distancia a tierra, los dos métodos siguientes:

a) Métodos topográficos Convencionales

b) Utilizando el Shoran, Loran ó sistema Decca.

a) Métodos Topográficos Convencionales.- Estos dependerán del tipo de trabajo que se vaya a ejecutar pudiendo ser:

a.1) Marcaciones a ojo con objetos en tierra.- Se hacen secciones paralelas a la costa ó márgenes para reconocimientos preliminares con escandallo o ecosonda (Fig. 1)

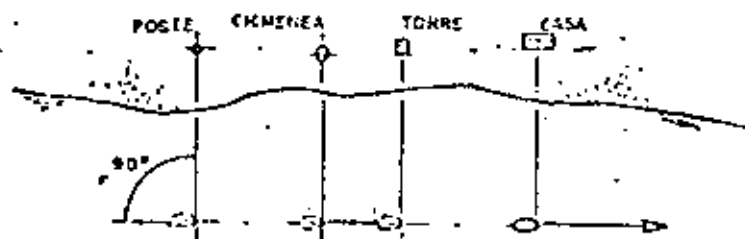


Fig. 1

E B

a.2) Con una enfilación y un aparato. - Si el lugar es protegido y no hay corriente, es fácil llevar enfilada una lancha sobre las marcaciones, utilizando un teodolito para tomar el ángulo entre la lancha donde va instalado el ecosonda y la línea de base.

(Fig. 2)

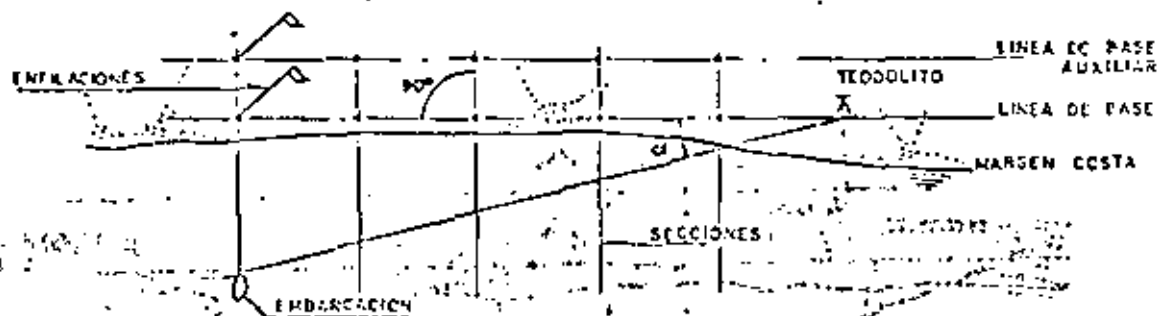


Fig. 2

En este método el aparato deberá colocarse en la línea de base, lo suficientemente retirado de la sección que se esté sondando a fin de evitar lecturas erróneas.

En función de la longitud de la sección, de la irregularidad del fondo, de la importancia del trabajo y de la destreza del topógrafo, se podrán situar puntos a cada 10 ó 15 metros. Si el trabajo efectuado es con ecosonda y los puntos localizados no fueran suficientes, se pueden interpolar otros puntos, dando que se-

cuenta con una gráfica continua.

a.3) Con una enfilación y dos aparatos.- Si se requiere mayor precisión o no es posible mantener la embarcación completamente enfilada, se utilizan dos aparatos en tierra que a una señal, marcarán la lancha quedando situada la sonda por intersección de los ángulos con respecto a la línea de base. (Fig. 3).

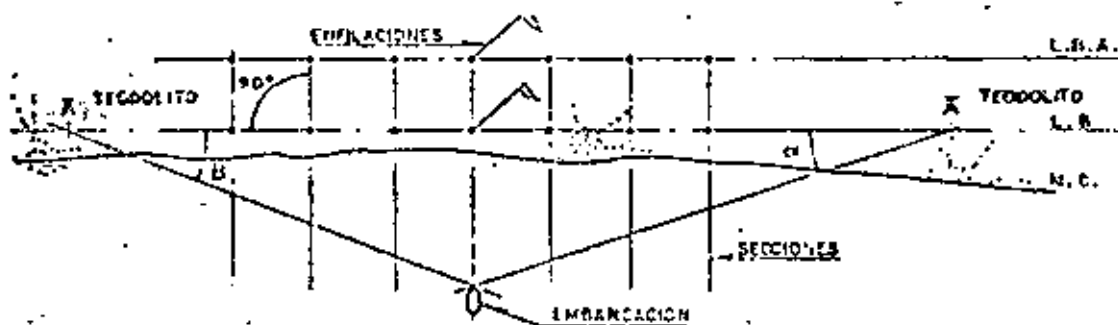


Fig. 3

Aunque algunas veces los puntos no queden sobre las enfilaciones- éstas son de gran utilidad para efectuar un levantamiento ordenado.

a.4) Enfilación y carrete.- Cuando se trata de áreas pequeñas (dársenas de muelle principalmente) se trabaja con enfilaciones y un carrete de alambre marcado a cada 5 ó 10 m. E B

El carrete se lleva a bordo de la lancha y el extremo libre se deja en tierra en cada estación.

Llevando la lancha enfilada cada vez que pase una marca en el alambre, se le envía un impulso a la gráfica de la ecosonda o se bota la sondaleza. (Fig. 4)

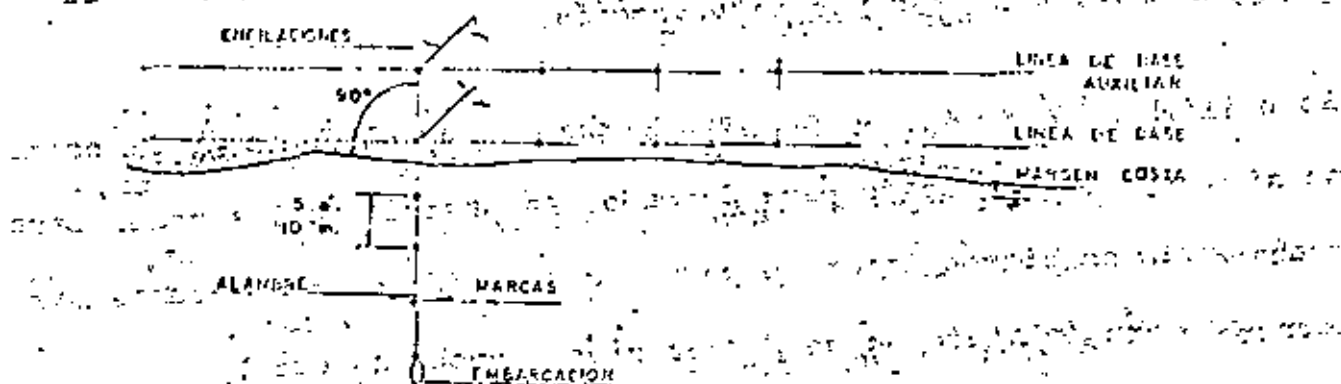


Fig. 4

a.5) Enfilación y sextante. - En este método solo se requiere tener en tierra señaleros, pues el ángulo con respecto a las enfilaciones se toma desde a bordo. (Fig. 5)

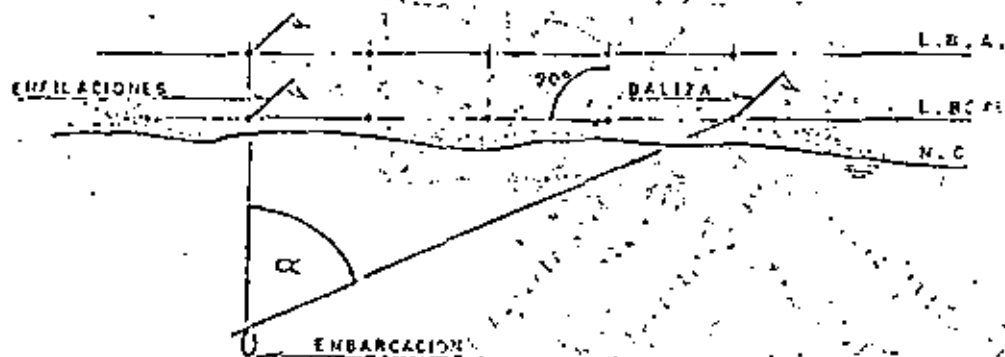


Fig. 5

EB

La separación de las secciones dependerá del trabajo que se ejecute pero normalmente, esta varía entre 20 y 100 metros.

b) Levantamientos con sistemas Shoran, Loran o Decca. - Fundamentalmente todos los equipos trabajan en base al mismo principio: - dos transmisores en puntos en tierra perfectamente definidos (estaciones esclavas) que emiten una señal de radio, situando el punto en alta mar por intersección.

Se utiliza este sistema para trabajos muy alejados de la costa, - no siempre aplicado para dragado. La mayoría de las veces para trabajos hidrográficos o para localización de estructuras mar adentro (plataforma de perforación, monoboyas etc.)

su aplicación consiste en localizar con precisión boyas que limiten el área a levantar y, apoyándose en estas marcas, efectuar el levantamiento abordo de una embarcación con ecosonda mandándole impulsos al papel a intervalos regulares de tiempo. (Fig. 6)

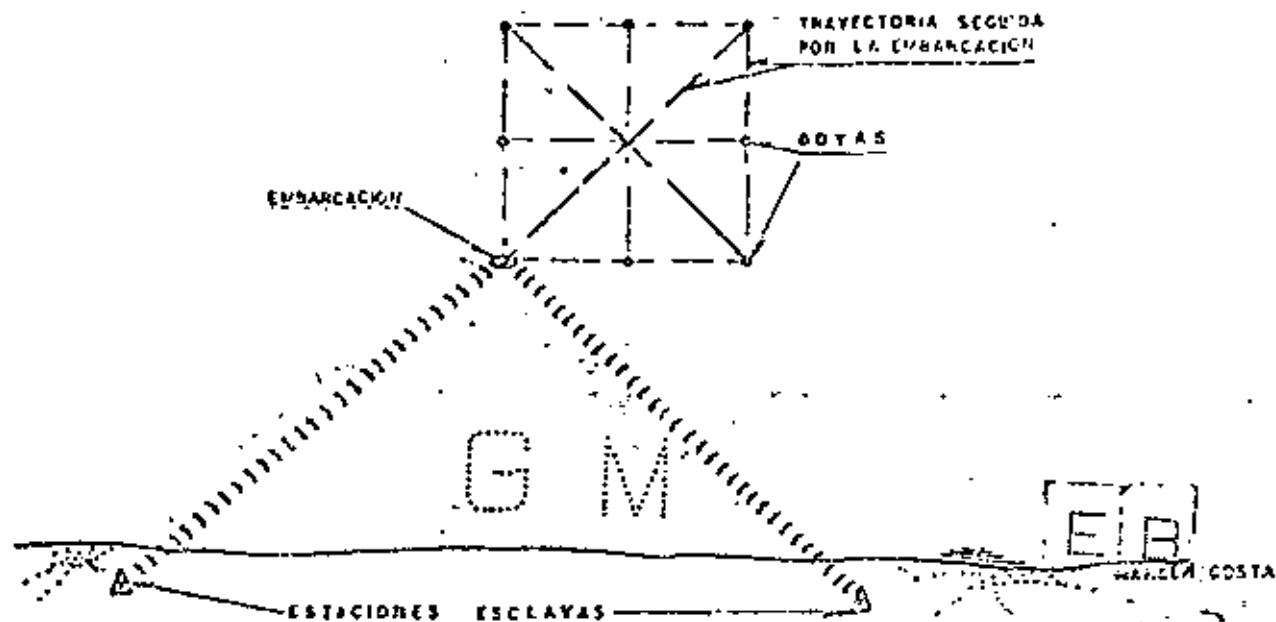


Fig.

5.- **DELIMITACIÓN DE LA ZONA POR DRAGAR.**- Una vez levantado el plano batimétrico antes de dragar, elegido el lugar de descarga, construídos los bordos y tendida la tubería, se elige el lugar donde se iniciará el dragado colocando para ello, las enfilaciones que permitirán a la draga operar en el lugar preciso.

Por ejemplo, si se trata de dragar un canal, se marcará el eje y los plafones del mismo delimitando así su plantilla, evitando dragados adicionales que originarán pérdidas para el contratista ya que los trabajos en exceso, (fuera de un cierto margen) generalmente no son pagados por el contratante. (Fig. 7)

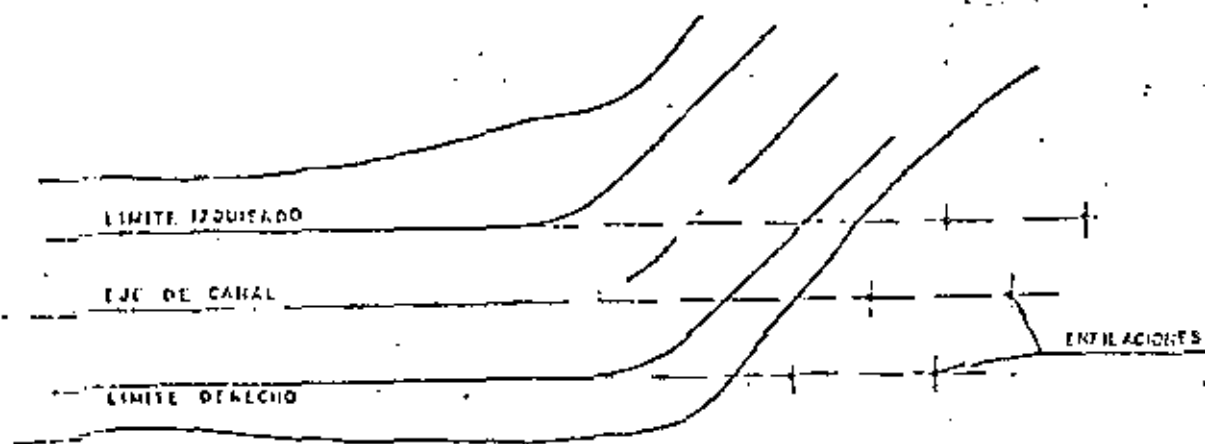


Fig. 7

[E/B]

Si la amplitud de corte de la draga alcanza para dragar todo el ancho del canal, hará un solo corte.

Si se trata de un canal más ancho o del dragado de una dársena se requerirá de varios cortes paralelos siempre son de corriente pasando las enfilaciones al siguiente corte. (Fig. 8)

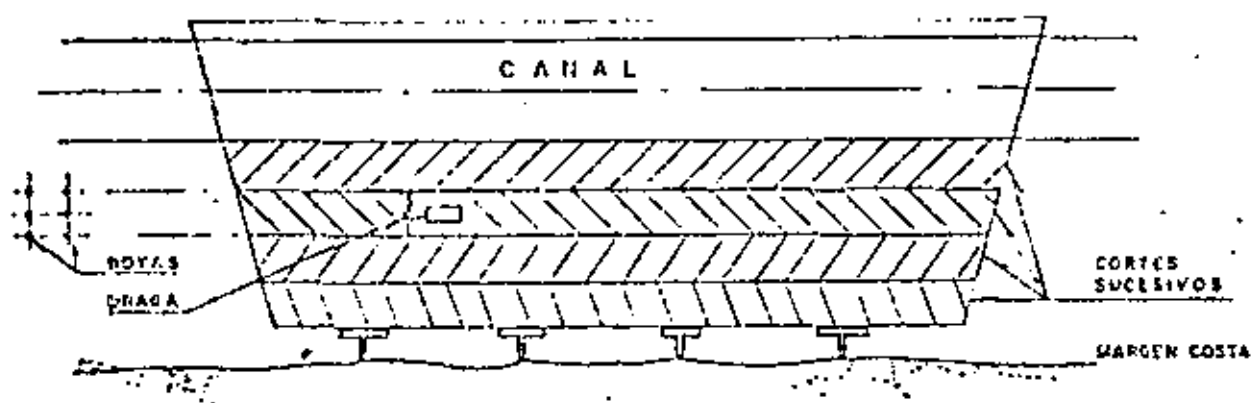
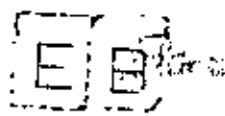


Fig. 8

Cuando se trata de dragas de autopropulsión, generalmente solo se marca el eje del corte.

En los demás tipos se marca el canal y los plafones.



6.- TENDIDO DE LA TUBERIA FLOTANTE Y TERRESTRE.- Este concepto se circunscribe a aquellas dragas que requieren de éste medio de conducción para transportar el material. Tales equipos son; dragas estacionarias o de autopropulsión con equipo adicional.

La tubería flotante se coloca sobre pontones. La unión de los tubos se lleva a cabo mediante juntas esféricas o tramos de manguera Arbas formas, con el fin de darle flexibilidad a la línea.

La tubería terrestre se arma sobre el terreno apoyada en caballetes o trozos de madera para evitar que se sepulte con el material de relleno.

Los tubos generalmente de 6 metros de longitud, tienen uno de sus extremos troncocónico a fin de permitir enchufarlos unos con otros.

SISTEMA DE BONIFICACIONES.- Aunque a últimas fechas se han desarrollado aparatos que regulan la uniformidad del dragado (sobre todo con dragas estacionarias) tratando de evitar al máximo errores humanos, que dan como resultado la disminución de la eficiencia de los trabajos, estos equipos opcionales aún no tienen una amplia aplicación por lo que se puede decir que el éxito o fracaso económico del trabajo, está en manos del operador de la draga.

[E] [B]

Por tanto, el sistema de bonificaciones al dragador en forma --
principal, así como el resto del personal tanto de abordo como --
de tierra por el dragado que excede a partir de un volumen tope,
mantiene la buena disposición de la gente para el trabajo y rin-
de magníficos resultados al contratista.

II.- USOS DEL MATERIAL EXTRAIDO.- Los trabajos de dragado tienen
dos cualidades: la de profundizar los lugares requeridos para la
navegación y la de elevar terrenos bajos que en ese estado son:

Los rellenos como anteriormente se mencionó, no siempre se reali-
zan en áreas terrestres sino también mar adentro, trabajos que --
se conocen como reclamación de áreas o terrenos ganados al mar.

En un principio, se elegía el área de tiro con la sola caracte-
rística de que fuera bajo y próximo a la zona por dragar.

Posteriormente, se observó que el terreno se mejoraba notablemen-
te al elevarse su cota quedando fertilizado, si el material depo-
sitado no era salobre, sirviendo para la agricultura, terrenos --
que antes no tenían ningún uso.

En vista de lo anterior muchos poblados ribereños y costeros. --
han visto beneficiadas sus zonas alledañas y la salubridad del --

[E]B]

ambiente que los rodea, al eliminarse por completo las zonas pantanosas que propician enfermedades, tales como la tifoidea, paludismo, etc.

Sin embargo, existe otra utilización que rinde grandes beneficios económicos a corto plazo y es la creación de áreas industriales mediante rellenos.

Estos rellenos pueden ser sobreelevando el nivel de terrenos bajos, o bien ganando áreas que anteriormente fueron mar.

Aunque se pueden citar muchos casos de áreas industriales alojadas en terrenos mejorados, para hacer más patentes los ejemplos, se mencionan los rellenos con motivo del dragado de los puertos de San Pedrito en Manzanillo, Col., Yukalpetén, Yuc., y Pajaritos, Ver. En este último se localiza el complejo industrial más importante del sureste del País.

Los terrenos que circundaban la Laguna de Pajaritos, eran sumamente bajos y sin utilidad alguna; sin embargo, cuando se depositaron los primeros cinco millones de metros cúbicos se observaron las amplias posibilidades de los terrenos a los que se les había elevado el nivel, prácticamente sin costo adicional al necesario para el dragado del canal de acceso y la dársena de maniobras, - en comparación con el costo erogado para rellenar con material de los cerros cercanos, una plataforma donde se construyó la pri

(E) B)

mera etapa del complejo.

No obstante, no siempre se cuenta para los rellenos con el material de dragado adecuado; puede ser que la zona dragada sea un manto grueso de arcilla que si bien es un magnífico cementante cuando se mezcla con arena, conchuela o grava, la arcilla sola no es el material más conveniente. Pero si el relleno se ve precisado a realizarse con el material existente, dá como resultado que aún pasado algún tiempo (a veces meses, según el espesor de la capa) no es posible caminar encima de él y mucho menos transitar equipos o intentar construcción alguna.

Hace algunas décadas, había que esperar que la consolidación del terreno se hiciera en forma natural drenándose el agua lentamente a través del terreno o por evaporación, lo cual tomaba demasiado tiempo con fuertes inversiones inactivas efectuadas en la adquisición de terrenos.

Por tanto se comenzaron a desarrollar técnicas de estabilización de suelos, las cuales permitieran la utilización de los terrenos en tiempos relativamente cortos.

III.- MÉTODOS PARA ESTABILIZAR LOS RELLENOS.- Son dos los métodos principales para la estabilización de suelos arcillosos.

1.- Método mecánico

- a) Precarga simple (superficial y en sandwich)

[E] [B]

- b) Con pilotes de arena y precarga
- c) Con papel de drenado y precarga

2.- Método químico

- a) Pilotes de carbonato de cal
- b) Carbonato de cal mezclado con la arcilla

1.- Método mecánico

a) Precarga simple.- Consiste en tender una capa de arena sobre el relleno arcilloso la que con su peso comprimirá a la arcilla haciendo que éste expulse el agua. Una vez logrado esto, la arena se retira del lugar o permanece con él, como compensación de la disminución de altura. La rapidez de estabilización de este método dependerá del espesor del relleno, del peso de la sobrecarga y de las facilidades que el terreno adyacente brinde para drenar el agua. (Fig. 9)



Fig. 9

EB

Este sistema tiene otra variante: la de alternar el relleno con material de dragado, y capas de arena (método del sandwich) traída de los cerros. (Fig. 10)

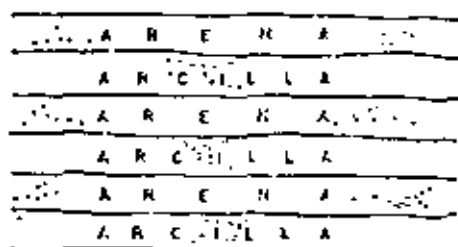


Fig. 10

b) Con pilotes de arena y precarga.- Este es una modificación del anterior que, incluye un medio efectivo de drenar el agua.

El método consiste en hincar unos pilotes de arena a cada uno ó dos metros formando una cuadrícula con una profundidad de hincada equivalente al espesor del relleno arcilloso. El diámetro de los pilotes generalmente es de 40 cms. y la arena utilizada es gruesa.

Una vez hincados los pilotes de arena, se tiende una capa superficial de arena como precarga con cuya presión el agua contenida en la arcilla tenderá a subir por capilaridad a la superficie a través de los pilotes.

Este método como el anterior, puede aplicarse a la estabilización-

de suelos tanto arriba como abajo del agua. (Fig. 11)

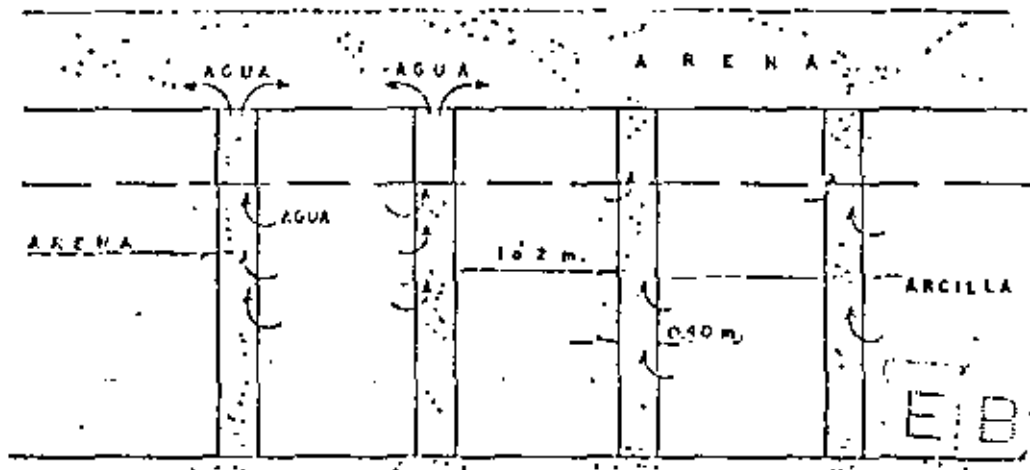


Fig. 11

c) Con papel de drenado y precarga.- El lugar de pilotes de arena, se hinca una tira de papel absorbente con la misma separación aproximadamente de los pilotes (1.62) metros), que servirá de dren al agua que contiene la arcilla. Se usa una sobrecarga formada por una capa de arena. (Fig. 12)

(Fig. 12)

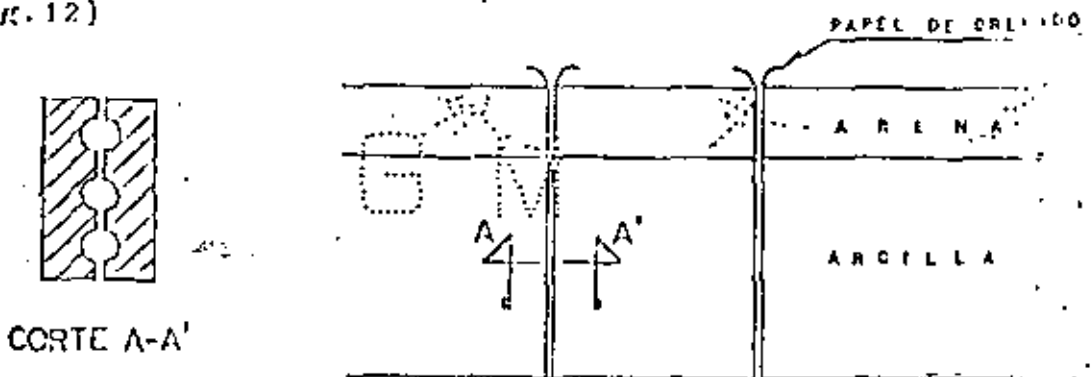
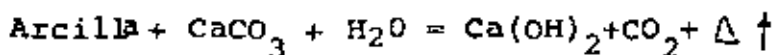


Fig. 12

2.- Métodos químicos.

a) Pilotes de carbonato de cal.- Aún en vías de experimentación, funciona a base de la reacción química que se genera al entrar el CaCO_3 en contacto con el agua, en la siguiente forma:



Se perfora con espaciamentos similares a los de los métodos anteriores y se llenan con CaCO_3 .

b) Carbonato de cal mezclado con la arcilla.- También aún en experimentación. En este método no solo se incluye la cal en las perforaciones sino que se mezcla con la arcilla adyacente, logrando la eliminación del agua y mejorando la resistencia del terreno.

A la fecha el método más económico y eficiente es el del papel de drenado.

Estos sistemas son costeables siempre y cuando el espesor del relleno arcilloso sea de 10 m. como mínimo.

Existen en muchos países del mundo áreas reclamadas; Estados Unidos, Holanda, Japón, etc., cuya utilidad puede ir desde la localización de refinerías, aeropuertos, hasta áreas portuarias comerciales.

[E] [B]

Se construyó una Isla artificial en el puerto de Kobe, Japón, cuyo costo fue de 389 millones de dólares habiéndose programado su terminación para 1975. Su área fue de 4.364 millones de m². destinada para la operación de 9 muelles de contenedores y 21 muelles de carga general con una profundidad de 12 m. lo cual arroja un volumen de relleno de 70 millones de metros cúbicos aproximadamente.

Estando en proyecto la construcción de otra Isla similar en el mismo puerto.

Como obras de dragado importantes mundialmente, se puede citar el Canal de Suez, el de Panamá y el de Corinto en Grecia.

IV.- GENERALIDADES SOBRE EL DRAGADO DE LOS PUERTOS MEXICANOS.-

El dragado de los puertos en México es efectuado, ya sea con equipo propio o de contratistas, por la Dirección General de Dragado, dependiente de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes quien controla y aprueba las obras a ejecutar en las aguas mexicanas.

Los puertos mexicanos principales en la Costa del Golfo de México, en su mayoría se encuentran localizados en las vías fluviales por ser éstas las que en forma natural comunican centros de población y zonas de producción. Con el aprovechamiento del río y construyendo obras exteriores, así como con un dragado de poca importancia, se contaba con un lugar abrigado para ~~coast~~ - -

instalaciones portuarias mismas que en algunos casos se encuentran a una distancia considerable río arriba de la desembocadura. Tales es el caso de los puertos de Minatitlán 40 kms. aguas arriba en el río Coatzacoalcos y Tampico 14 kms. río arriba del Pánuco.

Esta solución generalizada en todo el mundo, aquí en México empezó a dejar sentir sus efectos negativos, al arribar embarcaciones de porte cada vez mayor que no sólo tuvieron problemas con el calado sino también con las dimensiones físicas de canales y dársenas.

Sirva de ejemplo en canal de navegación del río Coatzacoalcos hasta Minatitlán que por las características del torno de Paso Nuevo (de 180°), la eslora de los barcos que por él navegan, está limitada a 143 m., ya que embarcaciones mayores no alcanzan a librar, varándose indefectiblemente.

Visto desde éste punto de vista, el problema se reduciría a dragar los canales a la profundidad y ancho requeridos por los barcos; sin embargo, por ser puertos de río, el río recibe de sus afluentes y através de todo su recorrido, una gran cantidad de aporte de sólidos que se depositan en los últimos kilómetros de su desembocadura debido, fundamentalmente, a la escasa pendiente de su lecho y a lo bajo de las márgenes, dando como resultado la disminución de la velocidad del agua y la sedimentación del azolve.

[EB]

En la época de avenidas que se presente anualmente, pueden suceder dos fenómenos: si la velocidad de la corriente se mantiene constante y de cierta intensidad durante su período más o menos largo (una semana o algo así), su enorme caudal unido a la velocidad, tiene efectos positivos arrastrando la corriente los sólidos depositados con anterioridad, profundizando el río considerablemente; pero si la velocidad tiene un valor máximo y decrece con rapidez, el resultado es un depósito que puede llegar a disminuir la profundidad en uno ó dos metros en sólo unos días, volumen que para retirarlo mediante dragado, toma varias semanas y en algunas ocasiones meses, dependiendo de la cantidad de material depositado.

Si al dragado permanente de mantenimiento de los puertos fluviales, se agrega el de emergencia y los dragados de obra, la situación se torna realmente crítica y a veces con resultados catastróficos para aquellos barcos de itinerario fijo que se ven obligados a disminuir notablemente su calado y con ello su capacidad de carga, haciendo sus travesías con flete muerto lo que resulta a todas luces incosteable para el armador, viéndose obligado a elevar las tarifas o a evitar la escala en ese puerto.

Aunque la Secretaría de Comunicaciones y Transportes a últimas fechas ha puesto especial atención al problema del dragado de los puertos, adquiriendo varias dragas de autopropulsión sumamente modernos para subs

[EB]

tituir equipos ya ineficientes, son muchos los puertos que tiene que atender en los aspectos de mantenimiento y de dragado de obra, siendo algunos los que su calado oficial sobrepasa los 10 metros, en algunos casos referidos a la pleamar del día.

Si bien esto nos deja a la zaga con respecto a otros puertos-extranjeros (que los hay con condiciones más desfavorables) - si pone en ventaja competitiva a nuestra flota mercante en cuanto a flotas se refiere, los cuales serán menos redituables - comparados con las que tienen barcos de mayor porte para el mismo tipo de producto, así como para nuestras exportaciones que no se realizan con tarifas bajas y con las cualidades del transporte moderno.

Citemos el ejemplo del transporte mediante contenedores que tanta difusión tiene en el mundo por su eficiente servicio y que en México se lleva a cabo en solo un puerto con embarcaciones cuya capacidad está muy por abajo del barco contenedor media actual, que transporta entre 400 y 700 cajas.

Como éste, también mencionarse los casos de barcos graneleros, mineraleros, petroleros, etc.

Una solución acertada y que ya se ha puesto en práctica aquí en México, que en un país con escasos recursos económicos, es la de aprovechar parte de las obras de infraestructura de los puertos existentes (diques, muelles, etc.) y construir puertos arri

ba o internos lo más próximo posible a la bocana minimizando los trabajos de dragado de mantenimiento. Este es el caso del puerto de Pajaritos en la margen derecha del río Coatzacoalcos, ya en operación y el que se planea construir en la margen derecha del río Pánuco aguas abajo del canal de Chijol.

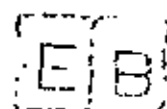
Quizá también el puerto de Tuxpam, por ser la terminal marítima actual más próxima a la Capital de la República (100 kms. más cerca que Veracruz), se habilite bajo la misma solución.

MGV/ias

EB

BIBLIOGRAFIA

- * Ingeniería Marítima Ing.R.Bustamante y Coautores
- * Dredging of Harbours and Rivers. E.C. Shankland
- * American of Civil Engineer Prac
tice. Abbett
- * Enciclopedia Británica
- * Existing and Proposed ore Lift-
ing Devices of Ocean Mining. M.G. Krutein
- * Ocean Industry Agosto 1970
- * The JG360 underwater Bulldozer. Hitachi Ltd. Sept. 1971
- * Drag Suction Dredger C.H.I.
- * Watanabe Steel Works Ltd. Publication anual
- * Dredgers of Japan (1965) The Japan Dredgers Technical
Society.
- * Diversas publicaciones del Ins-
tituto de Investigación de Puer-
tos y Bahías. Japón
- * Proceedings of Wodcon. World Dredging Conference.
- * Port Engineering. Per Bruun.


 A rectangular stamp containing the letters 'E' and 'B' in a stylized font, likely a library or archival mark.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

BASES PARA EL ANALISIS DE ESTRUCTURAS

MARITIMAS

ING. LUIS HERREJON DE LA TORRE .

AGOSTO, 1979.



Registrado conforme a la Ley

No. 80005

INDICE

	Página
INTRODUCCION	1.
ALGUNOS TERMINOS USADOS	3
CRITERIOS DE CALCULO	5
MAREAS	7
VIENTO	14
GARGAS VIVAS Y SISMO	17
IMPACTOS DE EMBARCACIONES	19
FUERZAS DE LAS AMARRAS	29
ANALISIS DE ESTABILIDAD GENERAL	33
SISTEMAS DE DEFENSAS	42
ESTRUCTURAS DE ATRANQUE	48
CIMENTACION DE PILOTES	52.
DUQUES DE ALBA	63
MUROS DE GRAVEDAD	66
PAREDES DE TABLESTACA	71
EJEMPLOS DE MUELLES NORMALES A LA COSTA Y EN LÓT	80
MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA ALÉJADAS DE LA COSTA	99
ROMPEOLAS O ESCOLLERAS	103
LÍNEAS DE CONDUCCION BAJO EL AGUA	107
PLATAFORMAS MARITIMAS	124
ESTUDIOS OCEANOGRÁFICOS	131
REFERENCIAS	143

INTRODUCCION

Como una rama de la Ingeniería, las Estructuras Marítimas constituyen un tema tan amplio, que para su estudio sería necesario no sólo un curso, sino una serie de cursos de especialización. Por ahora solo nos proponemos dar una idea general de las bases fundamentales y referencias necesarias para abordar un problema de este tipo.

En las últimas décadas se ha obtenido un progreso sorprendente en el proyecto de las Obras Marítimas, como consecuencia del gran número de investigaciones que se han hecho acerca del comportamiento de los materiales de construcción, suelos, agua, etc....., no obstante en cada problema de este tipo, intervienen varios aspectos de la Ingeniería con estudios bastante amplios y además cada caso es uno diferente, razón por la que no se ha logrado una estandarización de los métodos que deben seguirse.

El uso de las Matemáticas nos dará una interpretación clara y razonable del fenómeno, y las consideraciones de partida estarán relacionadas lo más cerca posible prácticamente a hechos observados. Gran parte del tiempo de un ingeniero se dedica a obtener principios de diseño que han sido aceptados con buena confianza y usados con cierta autoridad pública. Muchos de ellos han probado ser convenientes puesto que pocos problemas se han obtenido con su uso, y lo mejor que puede decirse de ellos es que son antigua experiencia. La experiencia es muy valiosa en especial cuando se puede establecer cuantitativamente, no obstante, si una estructura construida hace varios años se encuentra en buenas condiciones, eso no es una razón adecuada para copiar las proporciones de diseño, puesto que pueden tenerse condiciones completamente diferentes; y procurando tener estructuras adecuadas para su función, éstas deben ser económicas.

Lo principal y esencial en todos los proyectos, es obtener hechos relevantes y apreciar su significado. Estos serán clasificados y su relación valuada, y en esta forma los valores respectivos pueden razonablemente proporcionarse.

ALGUNOS TERMINOS USADOS

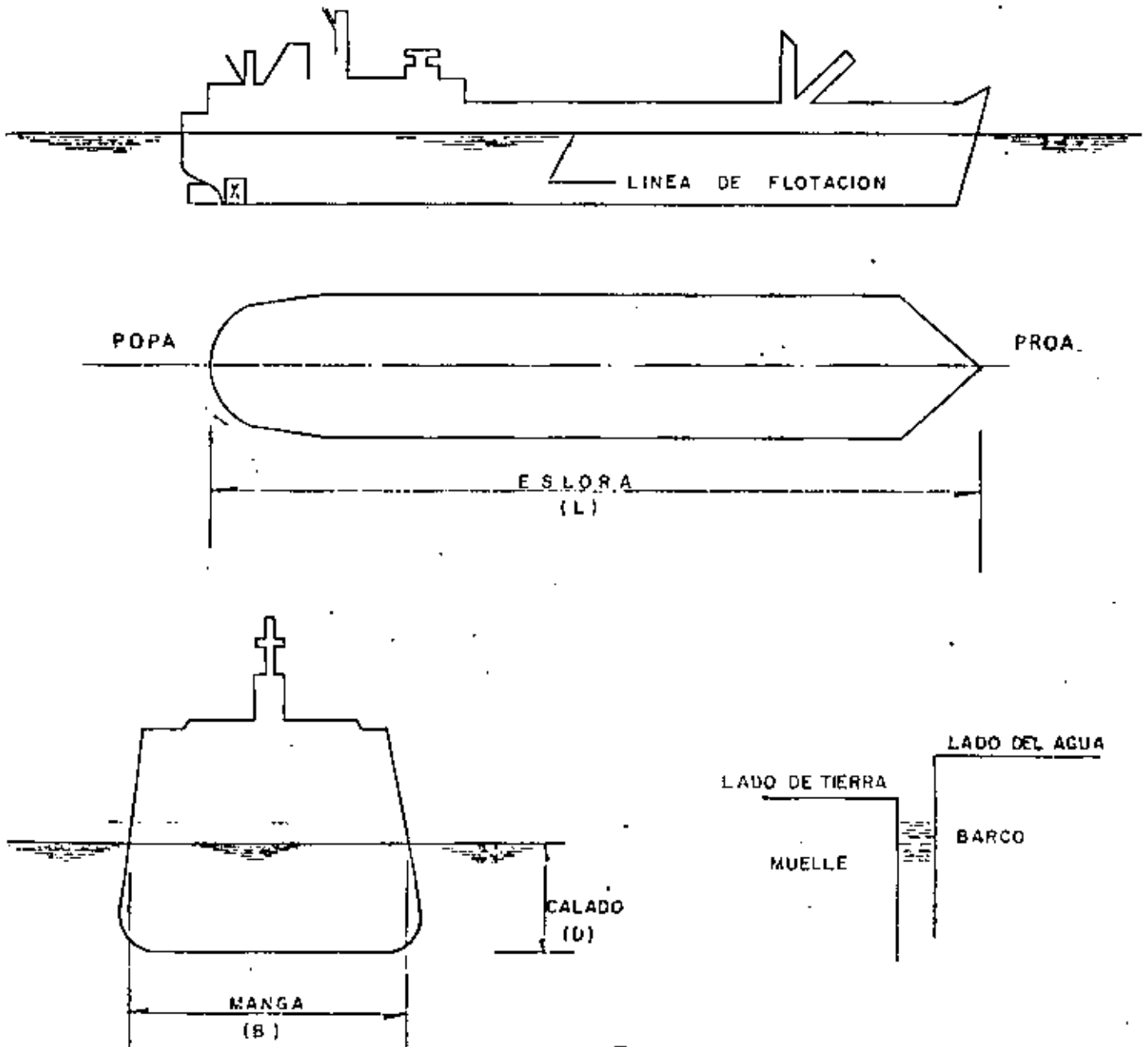


Fig. 1

Desplazamiento es el peso real de la embarcación o el peso del agua que desplaza cuando flota.

El barco puede estar cargado o descargado, correspondiendo a dichas condiciones calado y desplazamiento cargado o descargado.

Peso muerto (DWT) es la capacidad de carga del barco y es la diferencia entre el desplazamiento cargado y descargado. El peso muerto varía de acuerdo con las diferentes estaciones del año y diferentes partes del mundo, puesto que la densidad del agua y en consecuencia la flotación depende de la temperatura y la salinidad.

CRITERIOS DE CALCULO

El análisis y el diseño de una estructura marítima siguen esencialmente los mismos conceptos aplicables a cualquier otro tipo de estructura, con especificaciones especiales en cuanto a lo que respecta al tipo de cargas que debe soportar y a las condiciones de seguridad con que debe operar.

A diferencia de otras estructuras en donde el diseño se lleva a cabo con base a cargas estáticas equivalentes, en el caso de una obra para atracar embarcaciones las estructuras se diseñan para absorber energía durante el atraque.

No obstante los cuidados que se tengan para realizar las maniobras de las embarcaciones, debido a las condiciones del tiempo en ocasiones -- tan severas, las estructuras están expuestas a sufrir grandes daños si no se tienen las precauciones necesarias, por lo cual, en general debe tomarse en cuenta que, al quedar fuera de servicio una estructura de este tipo, se tienen pérdidas mucho mayores a cualquier gasto adicional para protegerla y asegurar su funcionamiento.

Un aspecto muy importante en el que debe ponerse especial cuidado es que, en un gran número de casos predominan para el diseño los esfuerzos que se presentan durante la construcción sobre los correspondientes a la estructura en operación.

Por ser costumbre en la especialidad, en todos los temas tratados -- nos referimos a las obras marítimas, pero es conveniente aclarar que, los mismos conceptos son aplicables a las obras fluviales y lacustres del mismo tipo.

El Ingéniero dedicado a este tipo de trabajos deberá comprender -- las razones por las cuales en otros lugares se utilizaron determinados procedimientos ligados al conjunto de conceptos que intervinieron, y aplicar -- con criterio las experiencias obtenidas a su caso particular.

M A R E A S

Es un hecho de observación común en la costa que el nivel del mar tiene una oscilación constante ascendiendo y descendiendo aproximadamente dos veces en 25 horas. Este fenómeno no tuvo una explicación clara hasta que Newton estableció la ley de la Gravitación Universal y fue desarrollada principalmente por Lagrange y Laplace. Se ha establecido que el fenómeno es debido a la atracción gravitacional combinada del sol y la luna sobre las aguas en la superficie terrestre. Los niveles máximo y mínimo de la marea se denominan Pleamar y Bajamar o Marea Máxima y Marea Mínima. Tomando el promedio entre estos niveles se obtiene un resultado poco más o menos constante en todos los puertos, denominado Nivel de Marea Media o Nivel Medio del Mar al cual se refieren las altitudes.

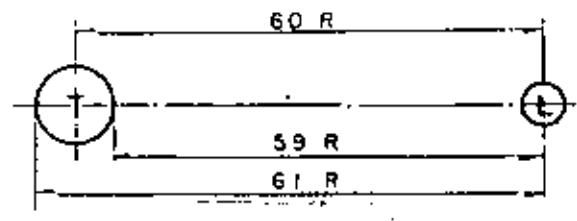
La influencia de la luna es mayor por estar más cercana a la tierra. La distancia del sol a la tierra es aproximadamente 390 veces mayor a la de la luna, no obstante, su masa es aproximadamente 26,000,000 veces mayor. El análisis matemático basado en la Ley de Newton (atracciones directamente proporcionales a las masas e inversamente proporcionales al cuadrado de la distancia) demuestra que la acción del sol equivale aproximadamente a $\frac{2}{5}$ de la acción de la Luna.

La atracción de los demás astros no se hace notar en las aguas de los mares, en virtud ya sea de sus pequeñas masas, o bien de sus enormes distancias. Teoría debida a Newton conocida también como teoría estática o de equilibrio.

La distancia entre los centros de la tierra y la luna es aproximadamente 60 veces el radio de la tierra. Tomando el diámetro de la tierra que se

extiende y pasa por la luna, la relación de fuerza gravitacional en tres puntos, uno en cada extremo del diámetro y otro en el centro, es:

$$\frac{1}{59^2} : \frac{1}{60^2} : \frac{1}{61^2}$$



Las diferencias de estos que da la razón de atracción en cada extremo del diámetro, son:

$$\frac{1}{59^2} - \frac{1}{60^2} = \frac{1}{3481} - \frac{1}{3600} = \frac{1}{105,307}$$

$$\text{y } \frac{1}{60^2} - \frac{1}{61^2} = \frac{1}{3600} - \frac{1}{3721} = \frac{1}{110,708} \tag{I}$$

$$\text{la media es } : \frac{1}{107,940} = \frac{2}{215,880} = \frac{2}{60^3}$$

atracción suficiente para mover las partículas del mar.

Consideremos la tierra moviéndose alrededor del centro gravitacional (M) de ella y la luna que se encuentra a 3,000 millas del centro de la tierra y por consiguiente 237,000 millas del centro de la luna. Cada 24 horas la tierra tiene la misma posición relativa respecto a la luna, considerada fija, por lo que la rotación de la tierra no influye en las mareas y solo consideraremos la translación. (La variación de la atracción gravitacional por la rotación mantiene constante la configuración adoptada por el nivel del mar).

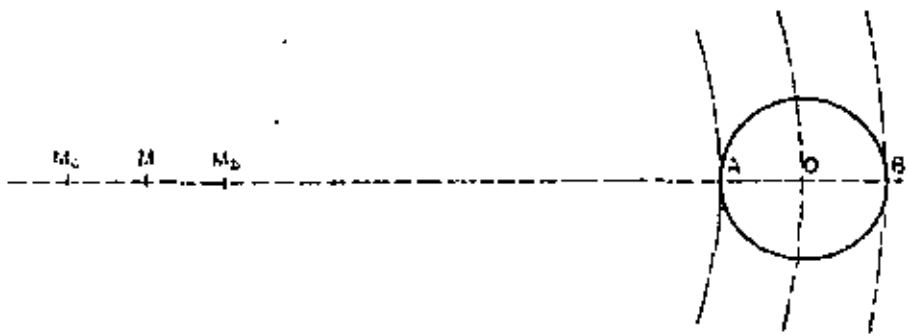


Fig. 2

En la figura 2 el punto A describe un círculo alrededor de Ma y B alrededor de Mb. Cualquier partícula del cuerpo A B se mueve con velocidad constante de translación y la fuerza centrífuga en cualquier punto es igual y paralela (por unidad de masa). La fuerza gravitacional varía inversamente proporcional al cuadrado de la distancia y es mayor en A que en B. En otras palabras hay una fuerza resultante en A hacia M y en B en sentido contrario, - - - mientras que en O las fuerzas centrífuga y gravitacional se anulan mutuamente. La resultante total centrífuga es igual y de sentido contrario a la resultante total gravitacional.

Considerando a la tierra compuesta de un núcleo sólido rodeado de una capa delgada de agua en toda su superficie, la forma de equilibrio que tomará es la indicada en la figura 3.

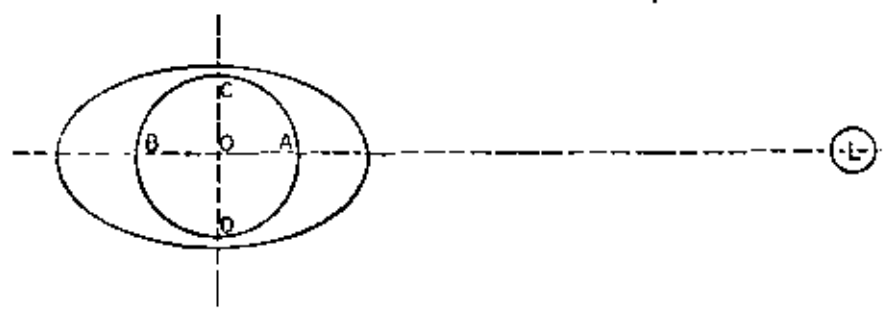
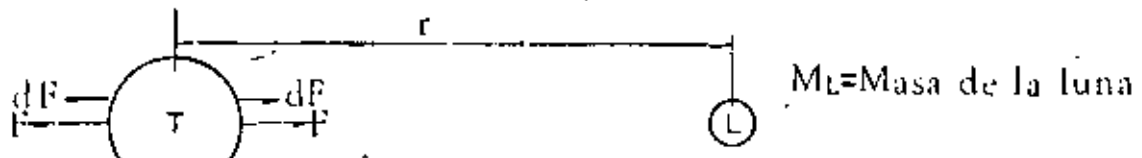


Fig.3

En los puntos C y D la atracción gravitacional es aproximadamente la misma que en O. El espesor de la capa en A y B aumenta y en C y D disminuye.

De acuerdo con la expresión (1)



$$dF = \frac{2 M_L \Delta M_{AGUAS}}{r^3}$$

$$F = \frac{2 M_L M_{AGUAS}}{r^3}$$

Por lo que podemos obtener la siguiente relación:

$$\frac{\text{Influencia de la Luna}}{\text{Influencia del Sol}} = \frac{390^2}{26000000} = 2 \frac{1}{4} \quad (2)$$

Más correcto, 2.34 a 1, o 7/3; antes consideramos 5/2.

En virtud del movimiento propio de la luna por el cual este astro se desaloja diariamente un arco de 13° aproximadamente en la esfera celeste en sentido contrario al movimiento diurno aparente, el intervalo de tiempo comprendido entre dos culminaciones de nuestro satélite por un mismo meridiano o sea el día lunar, resulta más largo que el día sideral siendo su duración de 24 horas 50 minutos aproximadamente. De aquí resulta que 6 horas 12 minutos después de la pleamar en A y B la luna se encontrará en una dirección perpendicular a la B O A de la figura 3, presentándose bajamar en A y B y pleamar en C y D; 12 horas 25 minutos después tendremos nuevamente pleamar en A y B y bajamar en C y D.

La acción atractiva del sol produce efectos semejantes a las anteriores con alta marea a su paso por el meridiano al medio día y baja marea cuando se encuentra en el horizonte.

La acción de la luna y el sol se combinan según las posiciones relativas de los dos astros tal como se indica en las figuras 5 y 6. Cabe recordar que el mes lunar en que la luna realiza un giro completo alrededor de la tierra tiene una duración de 29 días, 12 horas, 44 minutos y 2.8 segundos

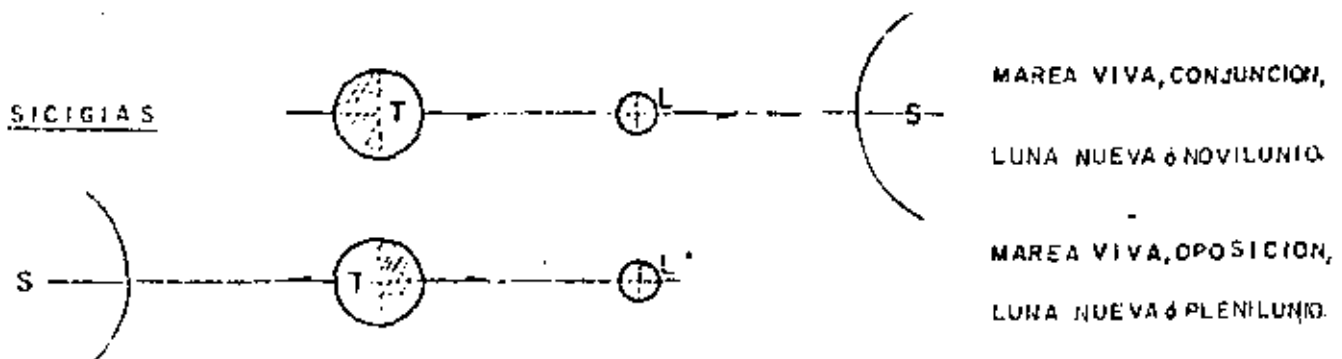


Fig. 5

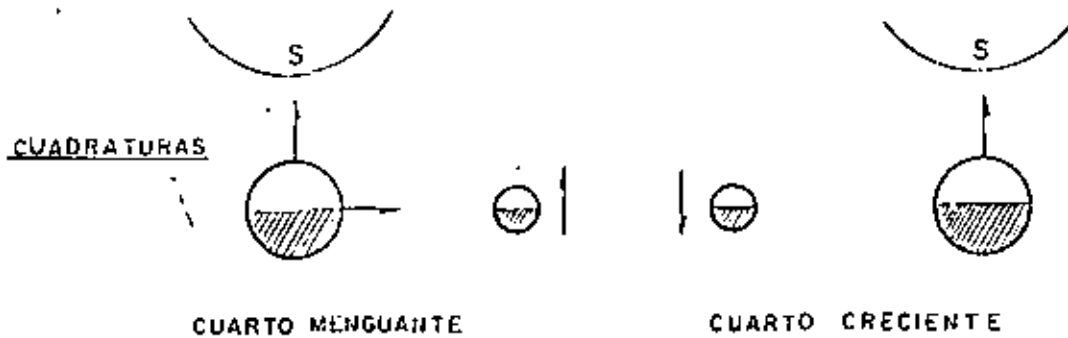
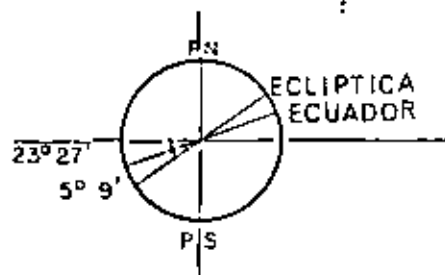


Fig. 6

Debido a retardación por las condiciones terrestres, la marea máxima - en cada lugar no coincide con la conjunción u oposición, sino a un intervalo de tiempo después llamado edad de la marea.

El plano de la trayectoria lunar forma un ángulo de $5^{\circ} 9'$ con la eclíptica o plano de la trayectoria del sol. Cerca del tiempo de los equinoccios la luna y el sol se encuentran casi verticalmente sobre el ecuador y las mareas de sicigias equinocciales son excepcionalmente altas.



Las mareas más bajas del mes ocurren cerca del tiempo en que la luna está en sus cuadraturas. La edad de la marea también se presenta.

Un poco antes y después del novilunio y plenilunio el sol y la luna ocupan posiciones tales que la atracción resultante sobre la superficie de la tierra está dirigida hacia un punto entre ellos, debido a ésto el alta marea se presenta un poco antes y después, en tal forma que el intervalo promedio entre las respectivas mareas varía entre 24 horas 32 minutos y 25 horas 32 minutos.

Desigualdad diurna. - En algunas partes del globo terrestre la diferencia de altura en las mareas el mismo día es muy notable. Esta desigualdad diurna es debida a que la luna se mueve arriba y abajo del plano del ecuador, y al empezar y terminar de un período de 12 horas un punto sobre la superficie terrestre ocupa diferentes posiciones respecto al plano de la órbita de la luna y está sujeto a influencia lunar de grado variable. La desigualdad diurna es muy marcada en los Océanos Índico y Pacífico.

La teoría de Newton asume equilibrio en todo momento de las partículas sujetas a fuerzas atractivas. Esto en realidad es incorrecto o más bien es una presentación incompleta de los hechos. En la teoría de equilibrio es una conclusión legítima que la pleamar coincide con el paso de la luna por el meridiano, lo cual no es el caso puesto que en general ocurre varias horas después. La discrepancia es tal, que en algunos lugares del Océano Pacífico frecuentemente se tiene bajamar en tiempo del paso de la luna por el meridiano.

Laplace en su investigación tomó en cuenta el efecto de la rotación de la tierra y su teoría se distingue como la teoría dinámica. En ésta, el movimiento del agua se calcula como un resultado del movimiento diurno y la atracción de la luna.

Ninguna teoría abarca todo el fenómeno, y ambas parten de consideraciones de dudosa validez, pero en general se puede decir que ellas sirven como bases suficientemente satisfactorias de una explicación aproximada del problema, el cual está lleno de complejidades que impiden la solución completa.

Otras teorías sobre la misma base y con algunas otras modificaciones se han presentado pero no son más que de interés meramente académico. Es

suficiente para nuestro propósito aceptar el fenómeno y confirmar nuestros estudios a las condiciones bajo las cuales existe.

La circulación de las masas de aire más o menos paralela a la superficie de la tierra se conoce como viento. Este movimiento del aire se produce debido a los cambios en la temperatura de la atmósfera. Cuando el aire se calienta, su densidad disminuye, y como resultado de esto asciende y es sustituido por aire más frío que fluye adentro y abajo de éste. Los cambios en temperatura en la atmósfera debidos a diferente absorción superficial del calor por la tierra en comparación con el agua y las montañas comparadas con los valles, y los cambios producidos por la noche y el día producen vientos locales y brisas. Las brisas frescas en el lado de la playa durante el día y aquellas desde las montañas que reemplazan el aire tibio en los valles en la noche son ejemplos de este fenómeno. Además de vientos locales y brisas, existe un flujo de aire general debido a que el aire cálido del ecuador es reemplazado por aire más frío fluyendo desde el norte y sur, desviado por la rotación de la tierra.

Toda localización está sujeta a lo que se llama viento predominante o a un viento soplando de una dirección general en la mayor parte del año. Los Monzones son vientos predominantes que soplan en una dirección durante parte del año y en la opuesta en el resto. Los vientos Monzones son los que prevalecen en el Pacífico Oeste. Los vientos predominantes no son necesariamente los más fuertes, ya que vientos muy frecuentes de mayor intensidad pero que ocurren con menos frecuencia soplan de otras direcciones. La dirección del viento está dada del punto desde el cual viene, hacia el observador. El lado de la estructura expuesta a la dirección desde la cual viene el viento es el lado de barlovento y el opuesto es el lado de sotavento.

La dirección, frecuencia, e intensidad de los vientos en una localización

particular sobre un período de tiempo se representan gráficamente por la rosa de los vientos. (Fig. 7)

La fuerza de los vientos se clasifica de acuerdo con la escala de Beaufort, en la cual la intensidad está dada por 13 números de 0 al 12, cada número representando una velocidad aproximada y descripción general de la intensidad.

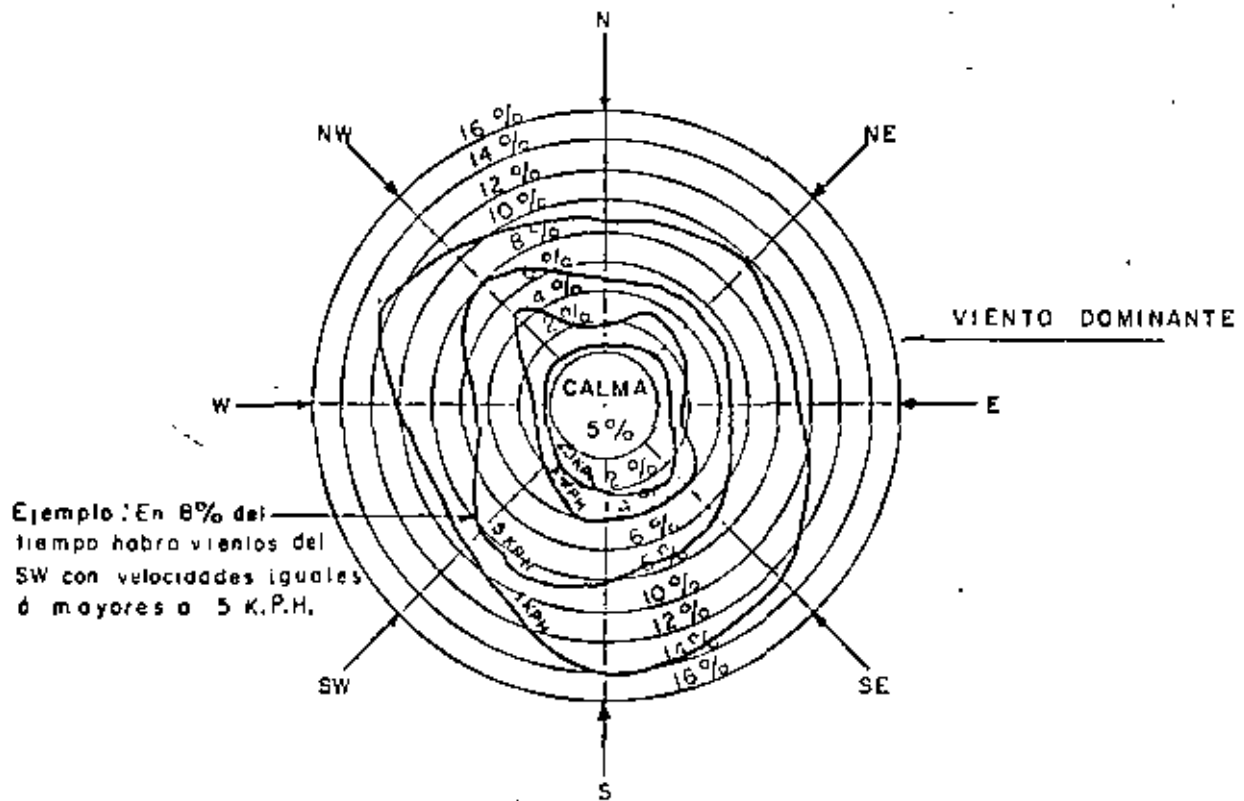


Fig. 7

ROSA DE LOS VIENTOS

ESCALA DE BEAUFORT

<u>Número de Beaufort</u>	<u>Descripción</u>	<u>Velocidad en millas por hora</u>
0	Calma	0 - 1
1	Aire ligero	1 - 3
2	Brisa leve	4 - 7
3	Brisa suave	8 - 12

4	Brisa moderada	13 - 18
5	Brisa fresca	19 - 24
6	Brisa fuerte	25 - 31
7	Vendaval moderado	32 - 38
8	Vendaval fresco	39 - 46
9	Vendaval fuerte	47 - 54
10	Vendaval total	55 - 63
11	Tormenta	64 - 75
12	Huracán	Arriba de 75

La presión del viento varía con el cuadrado de la velocidad y está dada por la fórmula $p = cv^2$, donde c es una constante tomada normalmente como 0.00256 cuando v está en millas por hora y p en libras por pie cuadrado. La presión total del viento sobre una estructura varía con su forma, y por consiguiente, la presión p se multiplica por un factor que varía entre 1.3 y 1.6, el valor más pequeño siendo adecuado para una superficie plana baja de un barco o un muelle. Al diseñar muelles con la fuerza del viento contra el barco y para cargas de viento del equipo operando sobre el muelle tales como torres móviles o grúas debe aplicarse un juicio considerable para elegir la velocidad del viento usada en el diseño. Es costumbre considerar que equipo tal como torres cargadas no operarán cuando la velocidad del viento es mayor a 15 millas por hora y, por consiguiente, una presión del viento de 5 lb/ft^2 bajo condiciones de operación se considera adecuada. Además no se espera que un barco permanezca a lo largo del muelle durante condiciones de tormenta severa y huracán, y una fuerza de diseño que exceda 20 lb/ft^2 es raramente garantizada.

CARGAS VIVAS Y SISMO

Las cargas vivas de piso varían considerablemente dependiendo del tipo de carga y el procedimiento de moverla. La carga general tiene un promedio de $2 \text{ M}^3/\text{Ton.}$ y colocada en pilas de 4 M. de altura dará 2 Ton./m^2 sobre el piso. Se puede suponer que la carga sobre el piso puede variar en 50% respecto al promedio, pero que no es posible almacenar pacas cubriendo más del 75% del área de piso, por lo que una carga de 2500 Kg./M^2 es satisfactoria en general. Esta carga puede ser menor para el caso de algodón o madera (1500 a 2000 Kg./M^2).

La carga viva uniformemente distribuida normalmente regira para el diseño de losas, trabes, pilotes, etc., no obstante, es conveniente revisar por cargas de ruedas de montacargas, grúas móviles y camiones de las cuales se dan algunos valores en la figura 8. Para el caso de grúas fijas, giratorias, sobre rieles o de cualquier otro tipo, el fabricante proporcionará un plano de cargas para el diseño de la cimentación.

En el caso de muelles petroleros las cargas vivas se reducen tan solo al equipo necesario para maniobrar las garzas de carga y descarga, puesto que las descargas de las tuberías sobre sus apoyos son bien conocidas y pueden considerarse dentro de las cargas muertas.

Sobre todo en lugares como Mexico, es muy importante llevar a cabo el análisis sísmico de las estructuras considerando para ellos los coeficientes establecidos para cada lugar del país por el Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México.

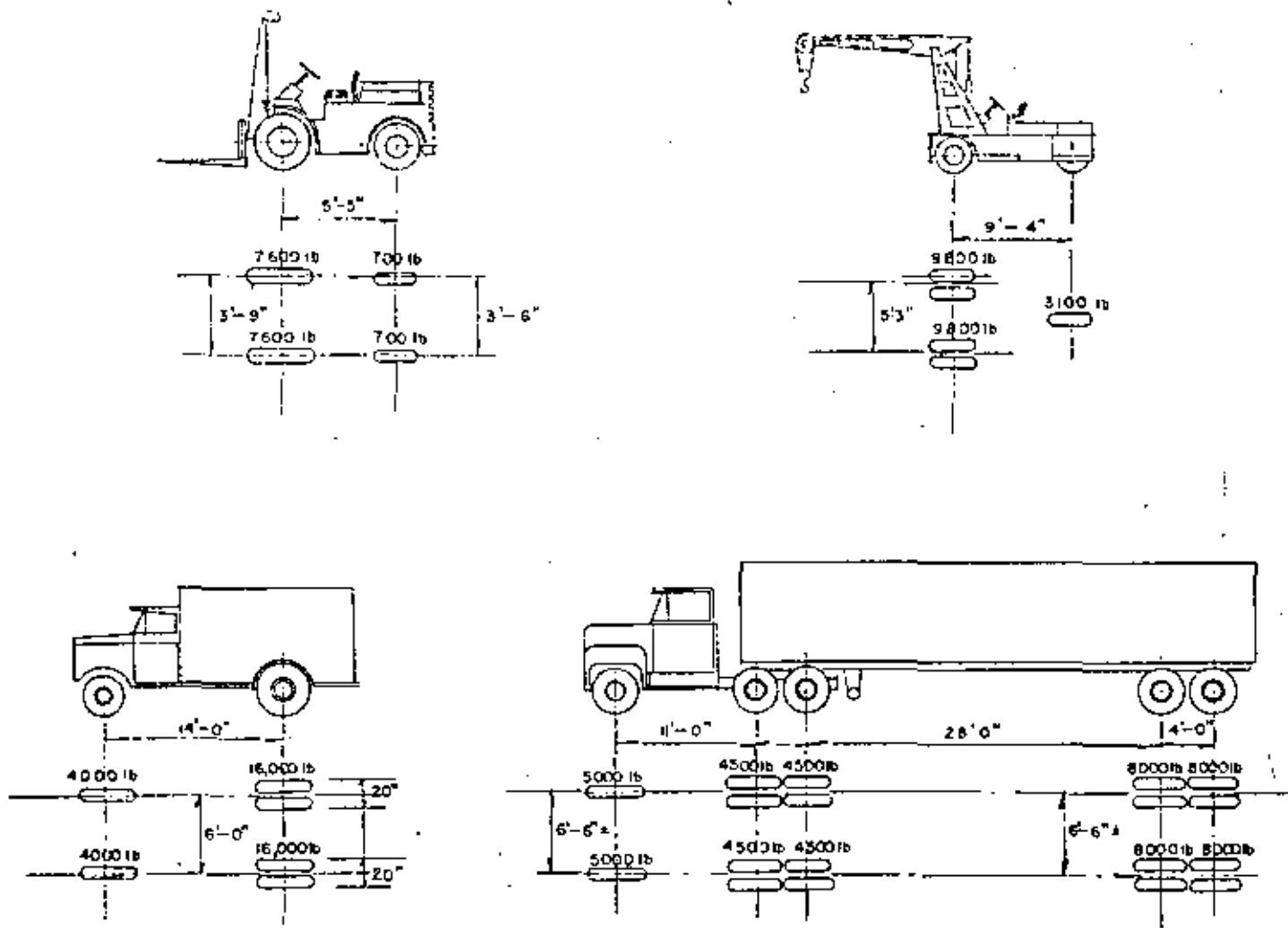


Fig. 8

IMPACTOS DE EMBARCACIONES

Las cargas laterales más importantes que debe soportar un muelle son las debidas al impacto de las embarcaciones. Estas se presentan en dos formas:

a) Atraque bajo condiciones normales. Las fuerzas varían de acuerdo con las condiciones de la marea, pero en todos los casos puede considerarse el viento.

b) Atraque accidental en condiciones no normales o excepcionales.

Es económicamente injustificable diseñar una estructura capaz de soportar una colisión de punta a proa, u otra condición más excepcional sin daño (Ref.1)

Un análisis de la determinación de la estabilidad de muelles puede ser por consiguiente dividido en los siguientes problemas:

- 1) Determinación de la magnitud y dirección del impacto.
- 2) Estimación de la proporción de la energía cinética de la embarcación transmitida y absorbida por el muelle u otra estructura y defensas en el impacto.
- 3) Determinación del monto de esta energía que será absorbida por las defensas junto con el diseño de éstas.
- 4) Determinación de los esfuerzos en el muelle u otra estructura debido al impacto lateral que recibe.

Desafortunadamente los datos aprovechables son vagos e incompletos y el impacto puede ocurrir bajo un amplio rango de condiciones. Obviamente un buen tratamiento tiene que tomar en cuenta la velocidad de la embarcación atracando, el ángulo al cual el impacto es transmitido y la masa. Ha habido un cierto monto de investigación, observación y colección de datos de impactos reales en años recientes por observación práctica y medición.

El impacto entre dos cuerpos puede ser elástico o inelástico. Cuando

éste es elástico, las deformaciones continúan mientras estos actúan uno sobre el otro y se moverán hasta que la energía cinética del cuerpo móvil, es decir, el que causa el impacto, se ha gastado en el trabajo de deformación interna. Así, el principio de la absorción de impactos de embarcaciones es que la energía cinética se utiliza en deformar la estructura o una parte de ella, de acuerdo con su movimiento, y si esto sucede elásticamente, ésta regresará a su posición original cuando el total de la energía se ha absorbido, o en otras palabras, la embarcación llega al reposo y ha cesado de apoyarse en la estructura. La masa de la estructura es efectiva en reducir la energía cinética de la embarcación ya que la inercia debe vencerse antes de que la estructura resista el movimiento. Así, en un muelle de muro con relleno en el respaldo, no es necesario considerar el impacto, excepto posiblemente para proteger la embarcación y prever daño local en la estructura. En las estructuras soportadas sobre pilotes, el caso es diferente, ya que su masa es mucho menor.

Es deseable examinar la manera en la cual es posible para una embarcación atracar y hacer contacto con un muelle u otra estructura. Hay normalmente tres posibilidades:

- a) Un Impacto de Punta.
- b) Un impacto de lado, es decir, paralelo a la banda de atraque
- c) Por el cuarto de la embarcación a cierto ángulo con la estructura.

Excepto en el caso de accidentes, es muy raro que una embarcación llegue de punta. Con una marea considerable, una embarcación normalmente llega en la forma c) cabeceando contra la marea y sigue -

en b) cuando la marea balancea a la embarcación hacia el muelle. La embarcación puede rebotar en el primer impacto moviéndose hacia adelante una cierta distancia y llegar nuevamente a hacer contacto con el cuarto o puede deslizar a lo largo de la banda de atraque, y finalmente hace contacto a todo lo largo. En agua quieta en general el contacto se hace a todo lo largo, pero algunas veces la embarcación toca primero en el cuarto con un ligero ángulo. Deberá notarse que debido a la forma del impacto de una embarcación, usualmente la parte superior de las de fensas o cubierta del muelle reciben el primer impacto. En realidad, excepto en el caso a), y posiblemente en ciertos casos de b), la energía cinética total de la embarcación no se transmite a la estructura. Al no usarse amarras de inmediato y rebotar el barco gran parte de la energía se transforma en resistencia del agua.

Para el cálculo del impacto con este criterio (ref. 3 y 4), lo más común es considerar una velocidad de atraque de 6 in/seg=15cm/seg y un ángulo de 20°. El desplazamiento cargado es usado en los cálculos y si no se conoce puede calcularse aproximadamente en la siguiente forma:

$$W = k \frac{LBD}{35} \quad (3)$$

W - Desplazamiento cargado en ton. (1 ton = 2240 lb)

L, B Y D - en ft. (en promedio)

Valores de k: -

0.80 - 0.85 - pequeñas embarcaciones de carga

0.75 - 0.80 - pequeñas embarcaciones de carga más rápidas.

0.70 - 0.75 - grandes embarcaciones de carga.

0.65 - 0.70 - grandes embarcaciones de carga rápidas

0.60 - 0.65 - grandes embarcaciones de pasajeros rápidas

Se pueden considerar dos componentes de la energía, una transversal $C_1 \frac{W}{2g} (V \sin \alpha)^2$, y otra longitudinal $C_2 \frac{W}{2g} (V \cos \alpha)^2$ en donde C_1 y C_2 son menores que la unidad, v y α son respectivamente la velocidad y el ángulo de atraque (fig. 9).

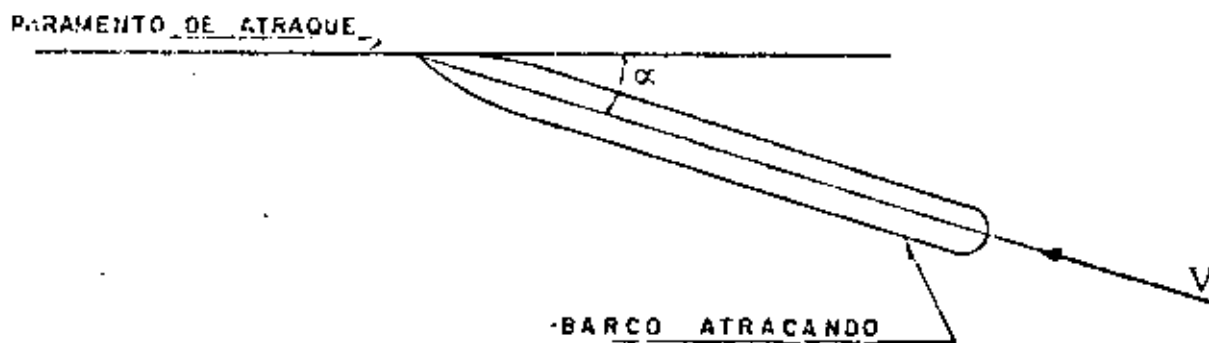


Fig. 9

La energía de la embarcación se absorbe en la siguiente forma para llegar al reposo:

- 1) Trabajo de deformación de la misma embarcación.
- 2) Resistencia de fricción del agua durante los cambios en dirección de la embarcación.

3) Calor debido a fricción entre el barco y la estructura o las defensas mientras se logra el reposo. Por ejemplo, durante el deslizamiento a lo largo del paramento de atraque.

4) Trabajo de deformación de la estructura y las defensas.

5) Restricción de los cables de las amarras.

Si se asegura una amarra de la parte delantera y se jala el -- barco hacia el muelle, se tiene un deslizamiento longitudinal, durante el cual la componente longitudinal de la energía se transforma en fricción de las defensas, tensión de los cables y resistencia del agua. Si des---pués se despega el barco, la tensión de los cables sobre el muelle es de sentido transversal contrario al del impacto y longitudinalmente del mis---mo sentido, lo cual solo sucede en raros casos al igual que cuando no se usan amarras en cuyo caso rebota el barco y la energía se transforma en resistencia del agua.

Solo en casos calificados como "criminales" como cuando se pega con la popa o los llamados impactos de proa se tienen ángulos entre 40° y 90° .

Para calcular la fuerza de diseño producida por la embarca---ción en el momento más desfavorable se tiene lo siguiente:

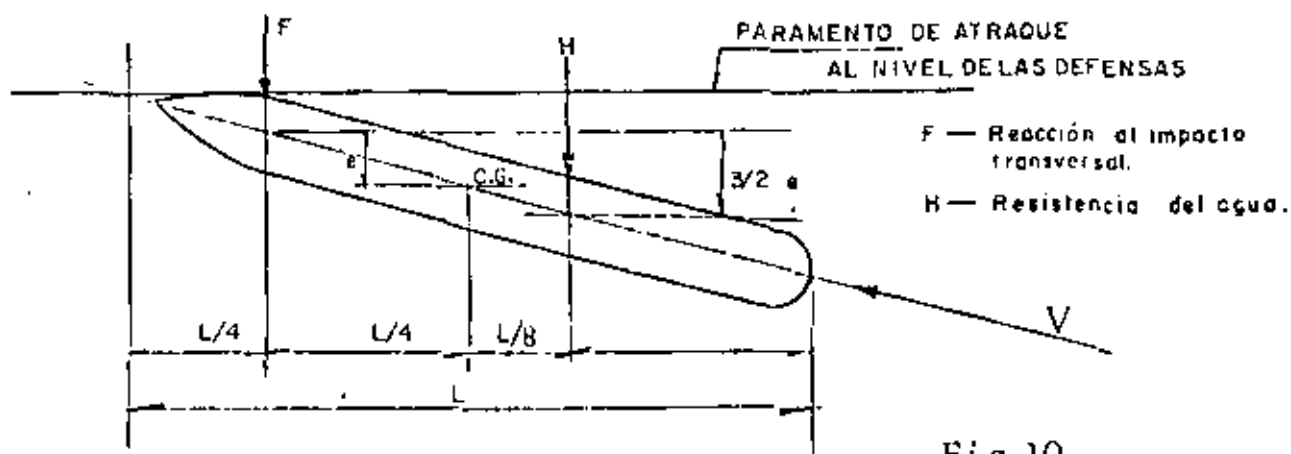


Fig. 10

Puesto que consideramos una velocidad angular constante, no se tiene aceleración angular y por lo tanto:

$$\sum M_{c.g.} = 0$$

$$F L/4 = H L/8$$

$$\therefore H = 2 F$$

$$F = \frac{H}{2} \quad (4)$$

Para detener el barco se presenta un movimiento uniformemente decelerado y,

$$2 e \bar{a} = v^2 \quad \bar{a} = \text{aceleración del C.G.}$$

$$\text{Energía Total} = E_T = \frac{1}{2} m v^2 \quad m = \text{masa}$$

$$= \frac{1}{2} m (2 e \bar{a})$$

$$E_T = m e \bar{a}$$

(5)

De acuerdo con el principio del movimiento del centro de masa se tiene:

$$F + H = m \bar{a} \quad (6)$$

Sustituyendo (4) en (6)

$$\frac{3}{2} H = m \bar{a}$$

$$H = \frac{2}{3} m \bar{a}$$

Por lo que la energía absorbida por el agua es:

$$\begin{aligned} E_H &= \frac{1}{2} H \left(\frac{3}{2} e \right) \\ &= \frac{1}{2} \left(\frac{2}{3} m \bar{a} \right) \left(\frac{3}{2} e \right) \end{aligned}$$

y de (5)

$$E_H = \frac{1}{2} m a \bar{a}$$

$$E_H = \frac{1}{2} E_T$$

Por lo que el impacto solo toma la energía restante, es decir:

$$E_F = \frac{1}{2} E_T \quad (7)$$

De acuerdo con los experimentos de MiniKin, solo 0.18 a 0.27 de la energía cinética total del barco se transmite al muelle por un impacto de proa, con el peligro de que si la velocidad es baja, y el ángulo grande, el barco puede voltearse. Vemos así que utilizando la expresión (7) estaremos del lado de la seguridad.

A partir de esta energía puede calcularse la fuerza de impacto, por ejemplo considerando que el sistema con rigideces en serie del barco, defensas y estructura absorberá dicha energía. La rigidez del barco en general es muy pequeña y no se toma en cuenta, y la rigidez de las defensas dependerá de su tipo, pero en general es conveniente obtenerla por tanteos a partir de las gráficas proporcionadas por el fabricante.

La fuerza transmitida longitudinalmente tiene mucha importancia en el diseño y para obtenerla puede considerarse un coeficiente de fricción de 0.5 entre el barco y las defensas. Principalmente para el caso de los duques de alba, pueden hacerse intervenir las rigideces torsionales y longitudinal en el sistema en serie que absorbe la energía de la embarcación.

Existe suficiente evidencia dice R. R. MiniKin y H. T. Horsfield, para mostrar que la energía cinética en aguas quietas, transmitida a la estructura es no mayor de 0.5 de la total en un impacto de punta.

Arthur L. Baker haciendo pruebas sobre duques de alba opina que para un ataque de punta se tome la energía cinética total, y para impactos laterales el 40% de ésta.

La velocidad máxima del viento para que un barco pueda atracar es 12.5 o 15 m/seg. y una fórmula confirmada sobre un modelo en Francia es:

$$F = k_s (V-U)^2 \quad (e)$$

Donde:

- F - Fuerza del viento en kg.
- S - Superficie expuesta del barco en m²
- V - Velocidad del viento en m/seg.
- U - Velocidad del barco en m/seg.

normalmente U es despreciable.

La fuerza retardante debido a la resistencia del agua puede obtenerse como:

$$R = K 'S' U^2$$

$$K' = 60$$

S' = área de la superficie sumergida como plana.

A. Eggink en un artículo establece que en sus modelos de Delft $U/V = 1/20$, no obstante este valor debe depender de la forma del barco y el calado. Una buena aproximación es tomar $V = 15$ m/seg. y $U = 0.30$ m/seg.

A. Pagés, en su investigación de impactos oblicuos calculó con una aproximación muy clara que la energía cinética es reducida a la mitad cuando el barco pega de flanco, y a $1/5$ cuando pega en uno de los extremos.

De acuerdo con las pruebas realizadas en la Shell Petroleum Co., se recomienda que para barcos de 10,000 ton. (DWT) o menos, se tome en el diseño de las estructuras 40 in-ton, y para embarcaciones mayores, 40 in-ton para cada 10,000 ton. adicionales.

Existe otra recomendación de diseñar en general con una energía de 400 in-ton, ya que embarcaciones pequeñas atracan con mayor velocidad que las de gran desplazamiento, y todas llegan aproximadamente con la misma energía.

Alonzo De F. Quinn en su libro *Design and Construction of Ports and Marine Structures*, recomienda para α un valor de 10^0 , y una velocidad normal a la banda de atraque entre 0.15 y 1.00 ft/seg. correspondiendo este último valor aproximadamente a una velocidad de atraque de $3\frac{1}{2}$ nudos.

Algunas fórmulas dan en forma lógica la velocidad de atraque en función del desplazamiento de la embarcación y las condiciones de abrigo del puerto. También existen gráficas en las cuales pueden obtenerse la energía e impacto durante el atraque en función del desplazamiento (o peso) y la velocidad.

Se tienen métodos teóricos consistentes en asociar masas y rigideces con armónicos cuyo comportamiento amortiguado se estudia llegando a ecuaciones diferenciales de poca aplicación práctica, por lo que se requiere hacer ciertas consideraciones simplificadorias y aplicar

coeficientes obtenidos con criterios semejantes a los antes mencionados. Posiblemente otra objeción a este tipo de métodos es que, en general se supone un comportamiento elástico lineal de los elementos que intervienen, lo cual principalmente en el caso de las defensas no siempre es real. Desde luego la importancia de este tipo de desarrollos es que se tiene con ellos una mejor interpretación del fenómeno.

El fenómeno de transmisión y absorción de energía requiere de más pruebas e investigaciones, pero se puede afirmar que nunca se transmite a la estructura el total de la energía de la embarcación, excepto en casos de impactos de punta en los que se tenga incertidumbre de cómo se absorberá la energía. Tanto esto, como considerar en general una transmisión de la mitad de la energía nos coloca del lado de la seguridad.

FUERZAS DE LAS AMARRAS

En la Fig. 11, se muestra en general la posición de las amarras en un barco atracado en un muelle.

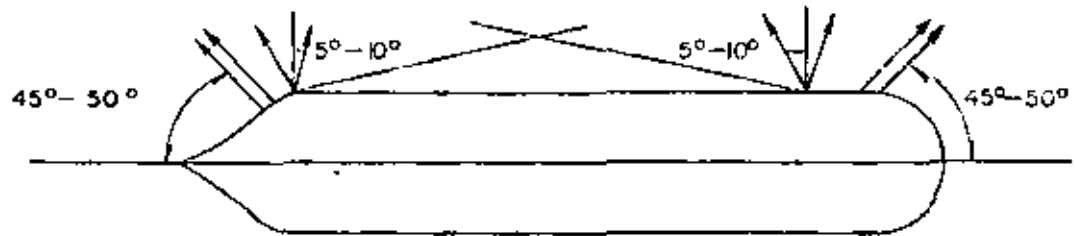
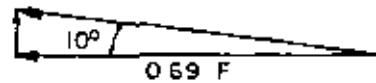
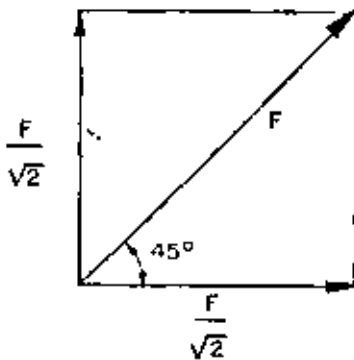


Fig.11

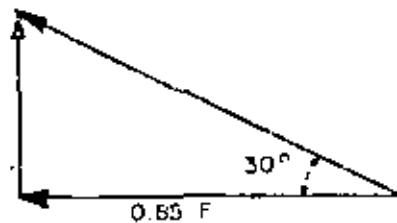
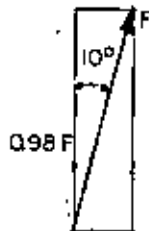
Fuerzas en las amarras de proa y popa, -



Fuerza soportada transversalmente = 0.69 Resistencia del cable

En el diseño se puede utilizar 0.5 Resistencia del cable

Fuerzas en las líneas de los lados, -



Fuerza soportada transversalmente = 0.85 Resistencia del cable

En el diseño se puede utilizar 0.8 Resistencia del cable.

Difieren mucho las opiniones respecto a si es conveniente utilizar cables de alambre o de fibra. (Refs. 7 y 8).

- Efecto del viento y la corriente. -

Cuando un fluido de velocidad V choca contra una superficie, se tiene transformación de carga de velocidad en carga de presión.

Si,

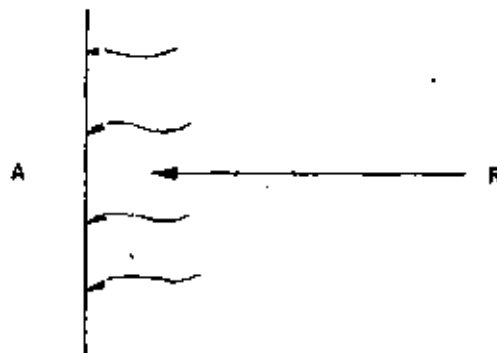
R = Fuerza contra la superficie

C = Coeficiente de arrastre

ρ = Densidad del aire o agua

V = Velocidad del viento o corriente

A = Area del barco expuesta al viento o la corriente



Teóricamente

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{R/A}{\rho g}$$

Introduciendo el coeficiente de arrastre obtenido de experiencias

$$C \frac{V^2}{2g} = \frac{R/A}{\rho g}$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot C \rho A V^2$$

Viento actuando perpendicularmente al eje de la embarcación.

$$R = 1.6 \times 10^{-6} L (D - d + 15) V^2 \quad (10)$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

L = Eslora en la línea de flotación en ft.

D = Profundidad de la cubierta principal en ft.

d = Calado-medio en ft.

V = Velocidad del viento en nudos.

Corriente actuando perpendicularmente al eje de la embarcación

$$R = 1.6 \times 10^{-3} A V^2$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

A = Area lateral proyectada bajo el agua en ft².

= Eslora al nivel de la flotación x calado medio

V = Velocidad de la corriente en nudos.

Corriente actuando en la dirección del eje de la embarcación.

$$R = 3 \times 10^{-6} S V^2$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie en ton.

S = Area de la superficie mojada en ft².

V = Velocidad de la corriente en nudos

Se puede utilizar la siguiente fórmula para obtener el área de la superficie mojada.

$$S = 15.6 \sqrt{WL}$$

En donde:

W = Desplazamiento en toneladas para el dragado correspondiente

L = Eslora al nivel de flotación

En las referencias 7 y 8 se presentan gráficas para obtener áreas proyectadas y fuerzas de viento y corriente, así como algunas explicaciones y -
esquemas de la forma en que deben arreglarse las amarras y las bitas.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GENERAL

Antes de abordar el análisis y diseño de la estructura en sí, es necesario realizar un análisis de estabilidad general. En seguida daremos algunos criterios prácticos para este objeto.

Caso de suelos no cohesivos - Teoría de la cuña.-

Suponiendo varios planos de deslizamiento se puede, por equilibrio, obtenerse las fuerzas sobre el muro y graficar los resultados para llegar al valor máximo de ésta (Fig.12).

En la ref. (3) se dan valor de ϕ y c

Suelos cohesivos.-

Mostraremos en forma simplificada algunos ejemplos y posteriormente daremos una explicación más general de las bases de Mecánica de Suelos. En todos se procede por tanteos suponiendo círculos de falla --- (Figs.13, 14 y 15) (Ref.3)

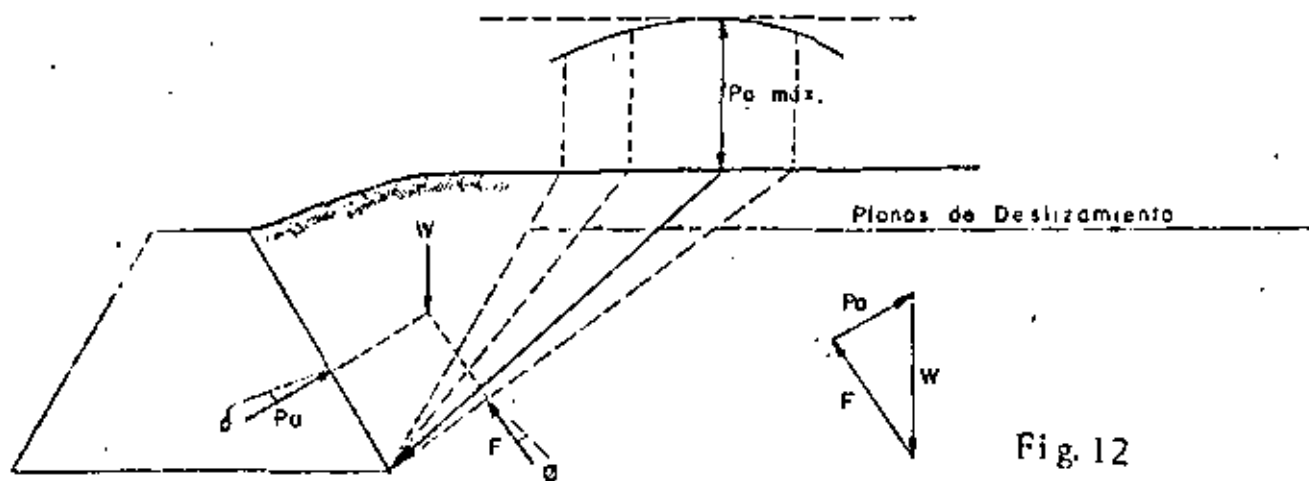
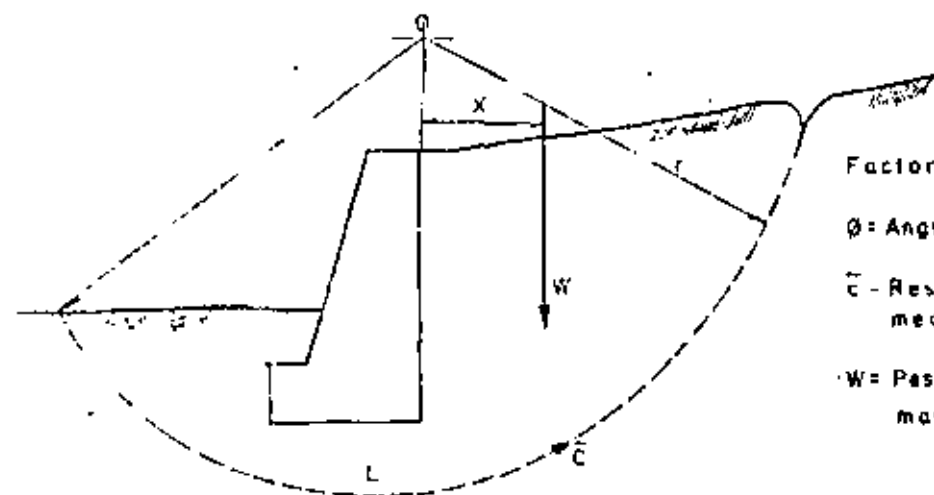


Fig. 12



$$\text{Factor de seguridad} = \frac{r \bar{c} L}{W X}$$

ϕ = Angulo de fricción interna = 0

\bar{c} = Resistencia al cortante promedio a lo largo del arco.

W = Peso de la arcilla y el muro mas la carga superficial

Fig. 13

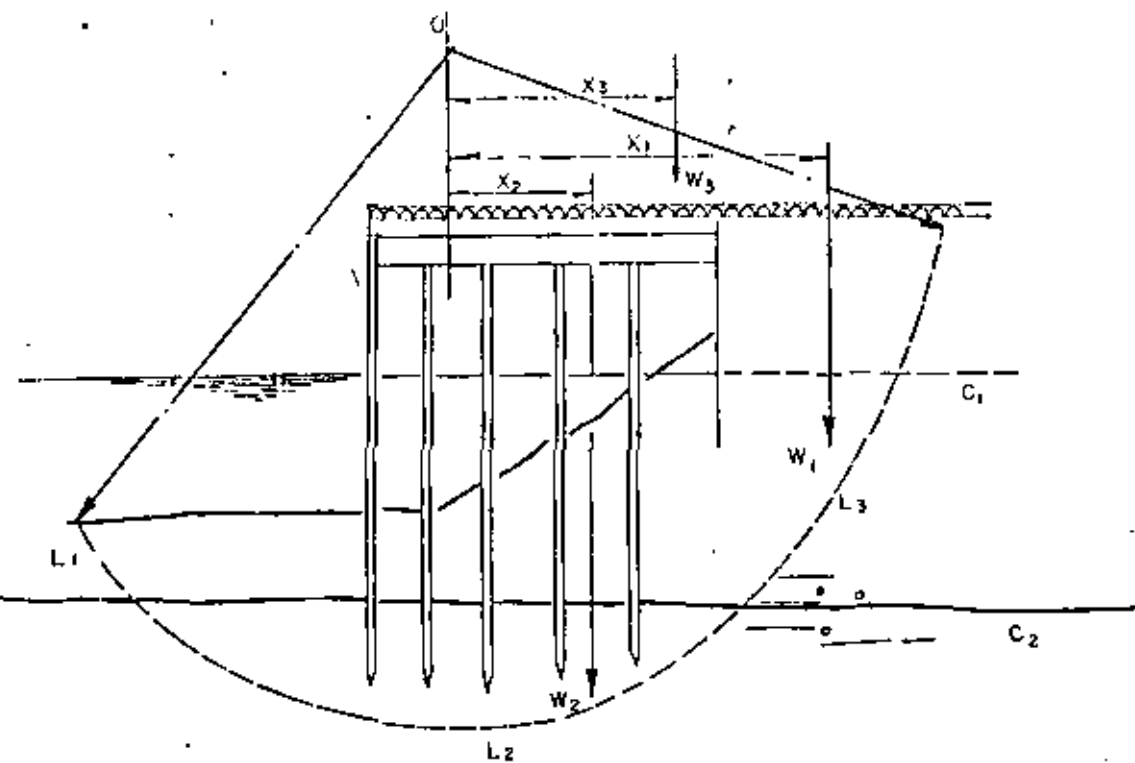


Fig. 14

FACTOR DE SEGURIDAD

$$\frac{r [c_1 (L_1 + L_3) + c_2 L_2]}{W_1 X_1 + W_2 X_2 + W_3 X_3}$$

$$\phi = 0$$

c_1 y c_2 = RESISTENCIA AL CORTANTE DE DOS ESTRATOS DIFERENTES DE ARCILLA.

L_1 , L_2 y L_3 = LONGITUD DEL ARCO EN CADA ESTRATO.

W_1 = PESO DE ARCILLA SATURADA ARRIBA DEL NIVEL DEL AGUA.

W_2 = PESO DE ARCILLA SUMERGIDA ABAJO DEL NIVEL DEL AGUA.

W_3 = PESO DE LA ESTRUCTURA Y SOBRECARGA.

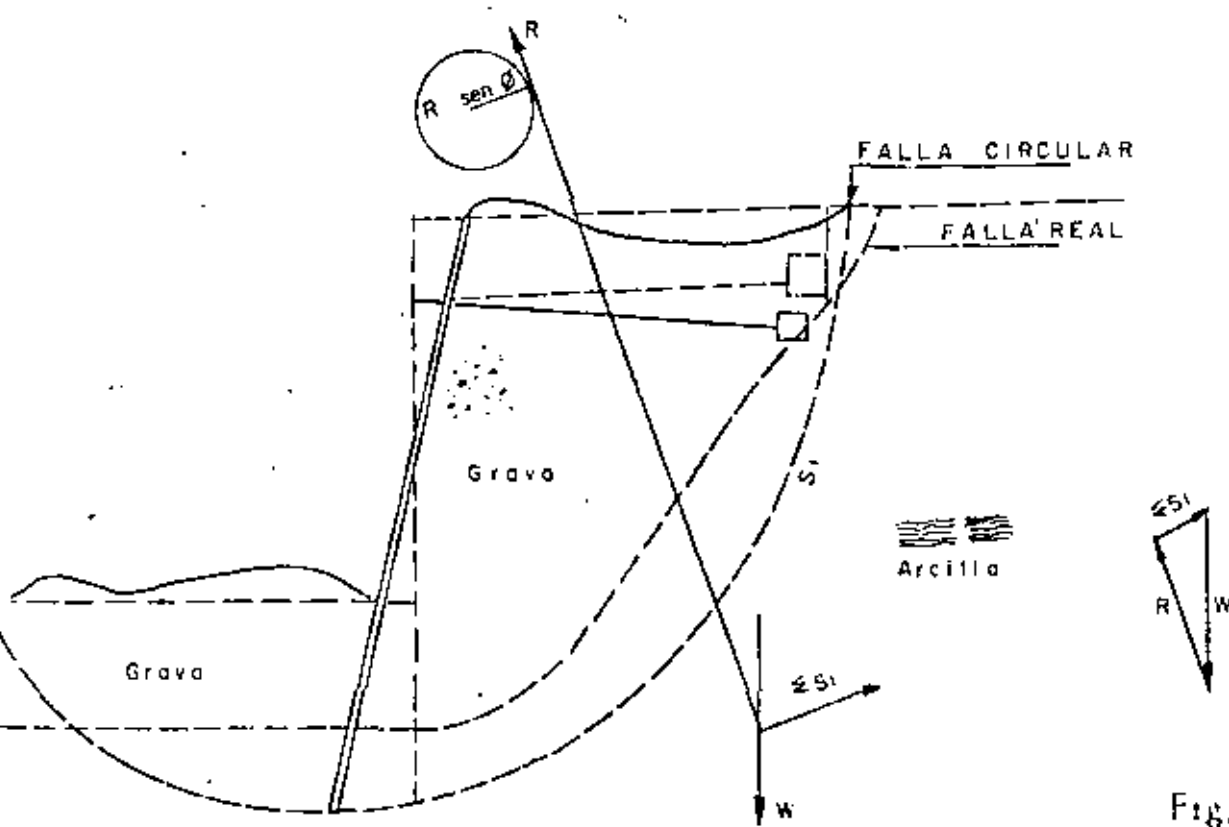


Fig. 15

Método sueco para revisar la estabilidad de un talud. -

La consideración de Patterson referente a la forma de la falla es equivalente a la consideración de que la cuña A B C D localizada arriba de la línea de falla circular A B C, desliza girando alrededor del centro o de este arco (Fig 16) (Ref. 12)

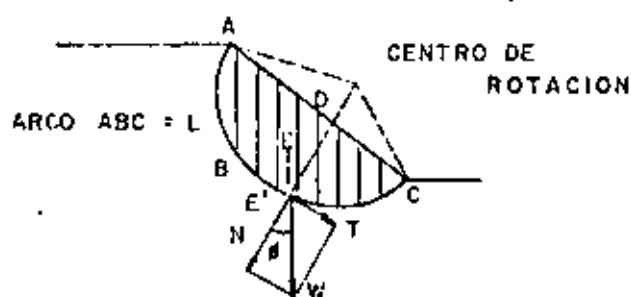


Fig. 16

Los tres pasos seguidos de acuerdo con el método sueco (Swedish-Method) son los siguientes:

- Considerar el centro de rotación para la falla.
- La cuña deslizante A B C D se divide con líneas verticales -- en un cierto número de segmentos, quizás 10 ó 12.

c) El peso de cada segmento se determina y se considera actuando en la -- proyección E' del centro de gravedad E del segmento sobre la línea de -- falla, y se descompone en una fuerza normal N pasando por el centro de la rotación, y una fuerza tangencial T actuando en dirección normal a N . Para calcular el peso de la cuña A B C D se supone un ancho unitario -- en el sentido normal al plano de la figura.

La fuerza que tiende a producir el deslizamiento o fuerza cortante -- en el punto E' , es T . La fuerza resistente lo es en parte debido a la fricción y en parte a la cohesión. La primera igual a $N \tan \phi$, donde ϕ es el ángulo de fricción, y la última igual a la resistencia de cohesión C obtenida en una prueba de cortante multiplicada por el área de contacto del elemento dado con la línea de falla. Sumando todas las fuerzas cortantes o --

desplazantes para todos los elementos de la cuña que se desplaza, el total sería ΣT ; y sumando las fuerzas resistentes, el total sería $\tan \phi \Sigma N + cL$, donde L es la longitud total de la línea de falla A B C, entonces el factor de seguridad verdaderos:

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\tan \phi \Sigma N + cL}{\Sigma T} \quad (11)$$

El mismo resultado se obtiene igualando los momentos de las fuerzas desplazantes y resistentes alrededor del centro de rotación tal como se muestra en las figuras 13 y 14.

El método sueco considera esfuerzos cortantes promedio a lo largo de una trayectoria predeterminada y éstos se comparan con la resistencia cortante promedio a lo largo de la misma trayectoria. Puesto que el método sueco es sólo un diseño convencional, el factor de seguridad calculado con la fórmula no puede considerarse como absoluto. Se ha reportado por ejemplo que en la construcción de bordos, pendientes con un factor de seguridad de 0.75 a 1.00 fueron en algunas ocasiones estables. Inconsistencias similares pueden explicarse en algunos casos por la poca aproximación en la estimación del factor de seguridad.

Otra objeción al método sueco (llamado también método de dovelas), es la consideración de que la interacción entre dovelas puede despreciarse. Así el punto E' dentro de la masa del suelo se considera cargado con el peso del terreno encima de él (ordenada E' E'' en la fig 17). Este punto llevaría exactamente el mismo monto de carga si se colocara terreno adicional en la parte superior de la masa dada, como se muestra con línea punteada, y esto es obviamente ilógico.



Fig. 17

FACTOR DE SEGURIDAD

El método aceptado generalmente para calcular el factor seguridad contra deslizamiento es el dado por la expresión (11). La poca aproximación de este método ha sido demostrada, en efecto, parte de la fuerza tangencial. ΣT actúa en favor de la estabilidad contra el deslizamiento. Esta parte debería restarse del denominador y aumentarse en el numerador lo que proporciona un aumento del factor de seguridad.

CENTRO DE ROTACION

Para localizar aproximadamente el centro de rotación, los ángulos α y β (fig. 18), tomados de la siguiente tabla se trazan en la parte superior e inferior del talud respectivamente. La intersección de las líneas correspondientes determina el punto O, o centro de rotación.

Pendiente	Angulo con la horizontal (λ)	α	β
1: 0.58	60°	40°	25°
1: 1.00	45°	37°	28°
1: 1.50	33° 47'	35°	26°
1: 2.00	26° 34'	35°	25°
1: 3.00	18° 26'	35°	25°
1: 5.00	11° 19'	37°	25°

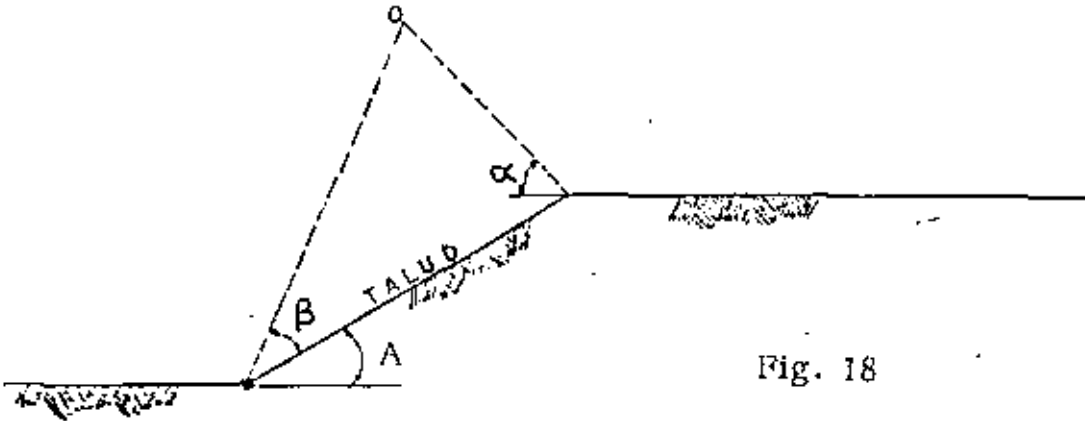
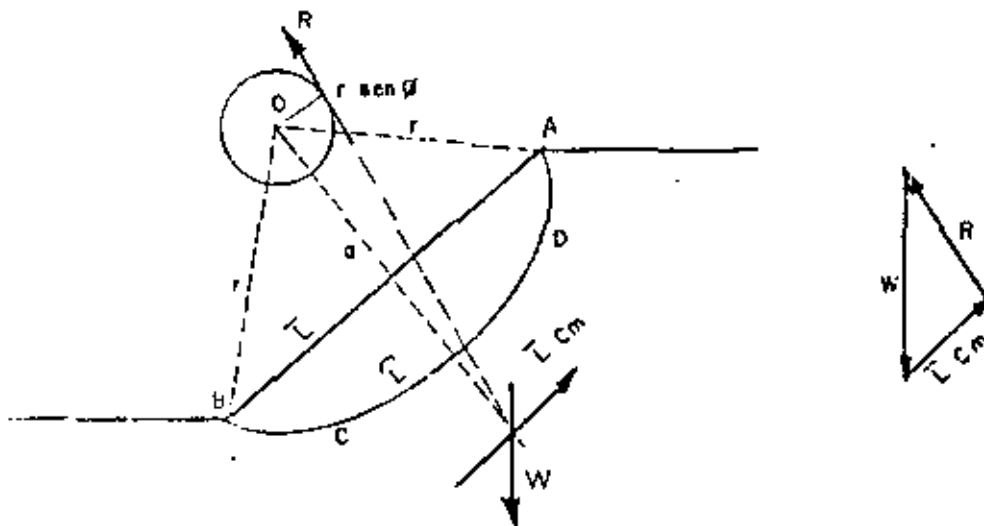


Fig. 18

Este método aproximado ha sido propuesto por Fellenius. El procedimiento aquí descrito debe repetirse para otros centros de rotación, - localizados arbitrariamente, hasta que el centro de rotación y radio de - curvatura den el valor mínimo del factor de seguridad. El arco correspondiente puede entonces aceptarse como el crítico, a lo largo del cual - es más probable que ocurra la falla.

Método del círculo ϕ . -

Este método está basado en la consideración de que la reacción resultante de la línea de falla circular toca a un círculo de radio $r \sin \phi$ teniendo como centro el mismo que la línea de falla o (fig. 19). En la Fig. 15 se sigue este procedimiento.



La reacción en cada dovela, forma un ángulo ϑ con el radio y por lo tanto tiene un brazo de momento $r \text{sen } \vartheta$, y como consecuencia la resultante total deberá tener el mismo brazo.

Se considerará que la cohesión unitaria C_m requerida para mantener el equilibrio de la cuña deslizante es constante a lo largo de la línea de falla A B. Si el esfuerzo cortante C_m es constante a lo largo del arco deslizante $A B = \widehat{L}$, su resultante será $\bar{L} C_m$, donde \bar{L} es la longitud de la cuerda AB y es paralela a ésta. El brazo "a" de la resultante cortante puede determinarse tomando el momento de todas las fuerzas -- actuando a lo largo de \widehat{L} alrededor del centro de rotación "o", e igualándolo al momento de la resultante $\bar{L} C_m$ alrededor del mismo punto.

$$\widehat{L} C_m r = \bar{L} C_m a$$

$$a = r \frac{\widehat{L}}{\bar{L}} \quad (12)$$

En otras palabras, el valor del brazo de la resultante, no depende del valor de los esfuerzos C_m considerando a éstos constantes a lo largo de la línea de falla y la localización de la resultante $\bar{L} C_m$, puede determinarse fácilmente ya sea que se conozca o no la cohesión unitaria C_m .

La cuña A B C D está en equilibrio bajo la acción de las siguientes fuerzas:

- a) Su peso
- b) Resistencia cohesional $\bar{L} C_m$ actuando paralela a la cuerda A B.
- c) Resistencia friccional o reacción de la línea de falla circular.

El valor de la resultante cohesional $\bar{L}C_m$ que actuará en el terreno puede encontrarse por equilibrio, y la correspondiente cohesión unitaria puede obtenerse simplemente dividiendo el valor total de $\bar{L}C_m$ entre \bar{L} . Si el valor de C_m así obtenido es menor que la cohesión máxima C que puede soportar el suelo dado según una prueba de cortante, no se presentará deslizamiento, si sucede lo contrario la cuña deslizará. El significado del índice m es "movilizado".

Para encontrar el valor del peso W , el área $A B C D$ se puede medir y multiplicarse por el peso unitario del material. La dimensión normal al plano del dibujo debe ser la unidad. Encontrado el centroide, una línea vertical trazada a través de él intersectará a la cohesión resultante que se encuentre a una distancia "a" de "o" y es paralela a la cuerda $A B$, en un punto M .

La reacción R pasa a través del punto M y es tangente al círculo

Los valores de $\bar{L}C_m$ y R , pueden medirse a escala en el polígono de fuerzas.

Los resultados de los dos métodos antes descritos, son prácticamente los mismos.

Para el caso de zonas sísmicas deberán incluirse en el análisis fuerzas de inercia horizontales actuando en los centros de gravedad en el sentido más desfavorable, y cuya magnitud es igual al coeficiente sísmico de la zona por los pesos correspondientes.

SISTEMAS DE DEFENSAS

Es evidente la ventaja de las defensas, puesto que al ser más deformables en comparación con la estructura absorben energía con mayor desplazamiento y menor fuerza.

La inercia de una estructura contribuye a la absorción de la energía, por lo que en una estructura masiva el impacto importa más bien - desde el punto de vista de efectos locales y del barco en sí. En los ducks de alba que son estructuras especialmente diseñadas para absorber la energía de la embarcación y soportar el impacto, en general es conveniente tener un cabezal pesado.

Prácticamente se tienen los siguientes tipos de defensas:

- a) Fijas
- b) Colgantes
- c) Con pilotes
- d) de gravedad
- e) Otras

En el tipo a), elementos flexibles fijos en la pantalla de atraque absorben energía al deformarse durante el impacto. Las más comunes consisten de grandes masas de hule.

En cuanto al tipo b), pueden estar constituidas de piezas colgantes de hule, pantallas de madera o una combinación de ambos.

Posiblemente el caso c), es el más aceptado en el caso de querer absorber energía en una forma sencilla y económica. En general sobre los pilotes se apoya una pantalla de madera, y éstos a su vez se apoyan en sus cabezas sobre elementos elásticos como bloques de hule. Ca-

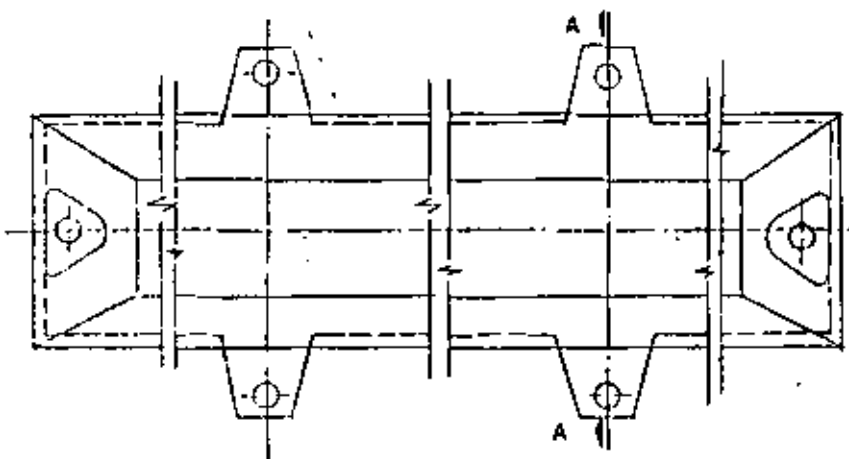
si siempre se prefiere utilizar pilotes de madera.

El tipo d) podría incluirse en el tipo b), ya que en general en defensas colgantes se absorbe energía al incrementar la energía potencial gravitatoria de masas y vencer la fricción. Existen varios sistemas de este tipo que, en los últimos años han demostrado gran efectividad principalmente para el ataque de grandes embarcaciones.

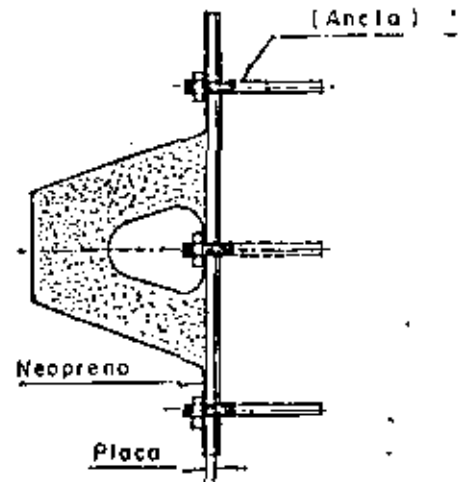
Refiriéndonos al inciso (e) podemos mencionar algunos tipos de defensas en las cuales se aprovecha la resistencia del agua para absorber energía y algunos sistemas poco comunes a base de arreglos complicados de resortes, muelles, pistones, piezas de hule, madera o cualquier elemento elástico que absorben energía combinados entre sí o con alguno de los tipos anteriores.

Es muy común que los fabricantes de defensas proporcionen gráficas y tablas muy útiles para el diseño.

En las figuras 20, 21 y 22 se muestran algunos ejemplos de los tipos de defensas antes mencionados.

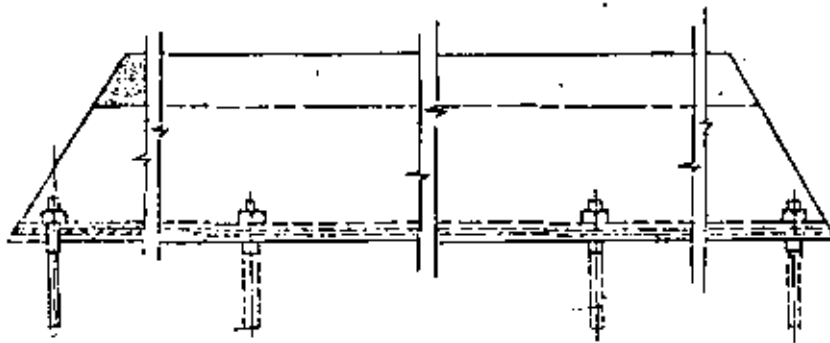


ELEVACION



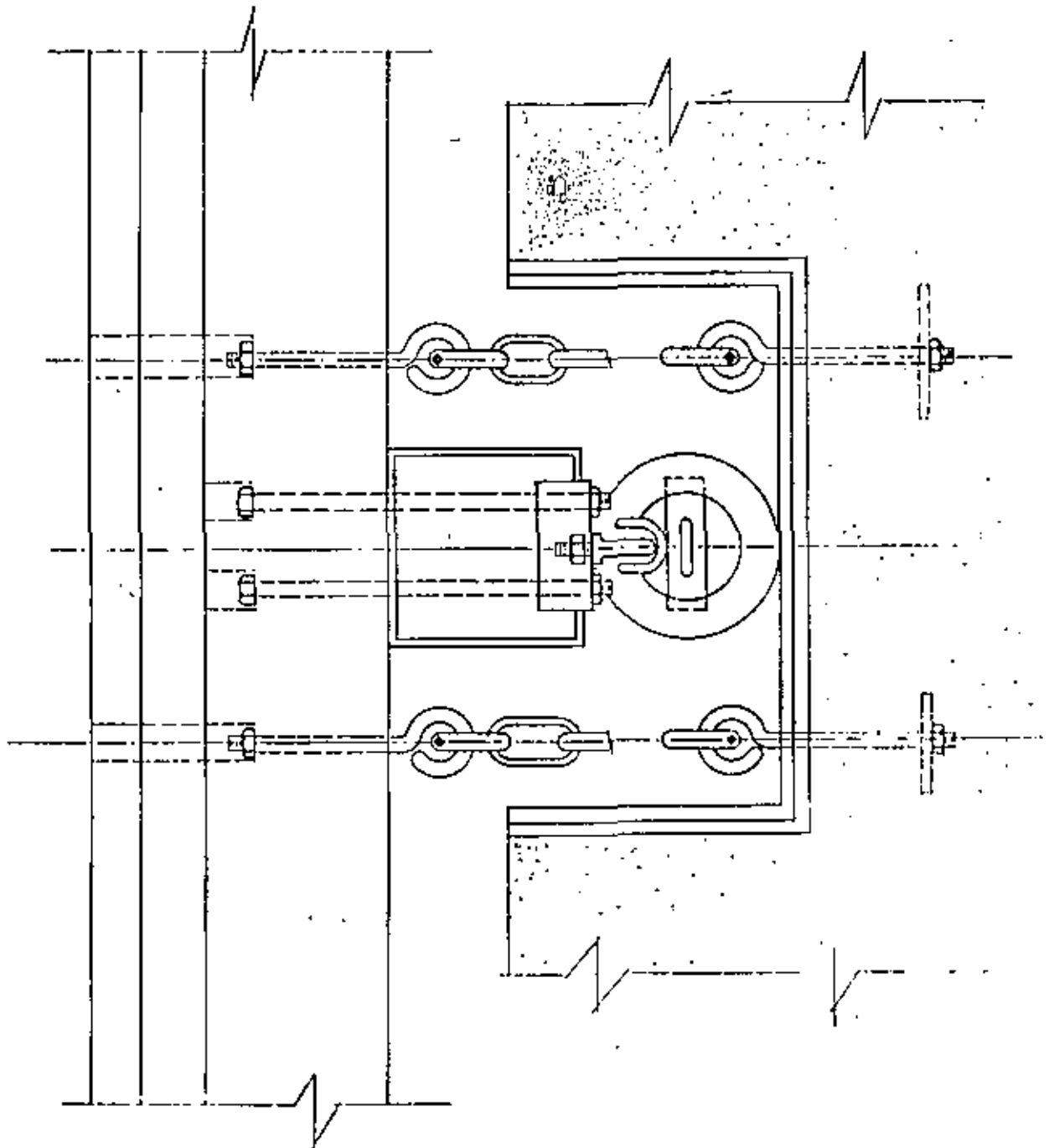
SECCION A-A

Fig. 20



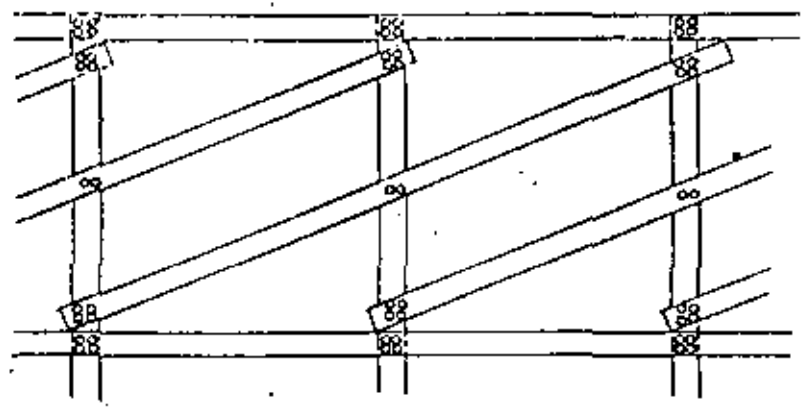
PLANTA

EJEMPLO DE DEFENSAS FIJAS

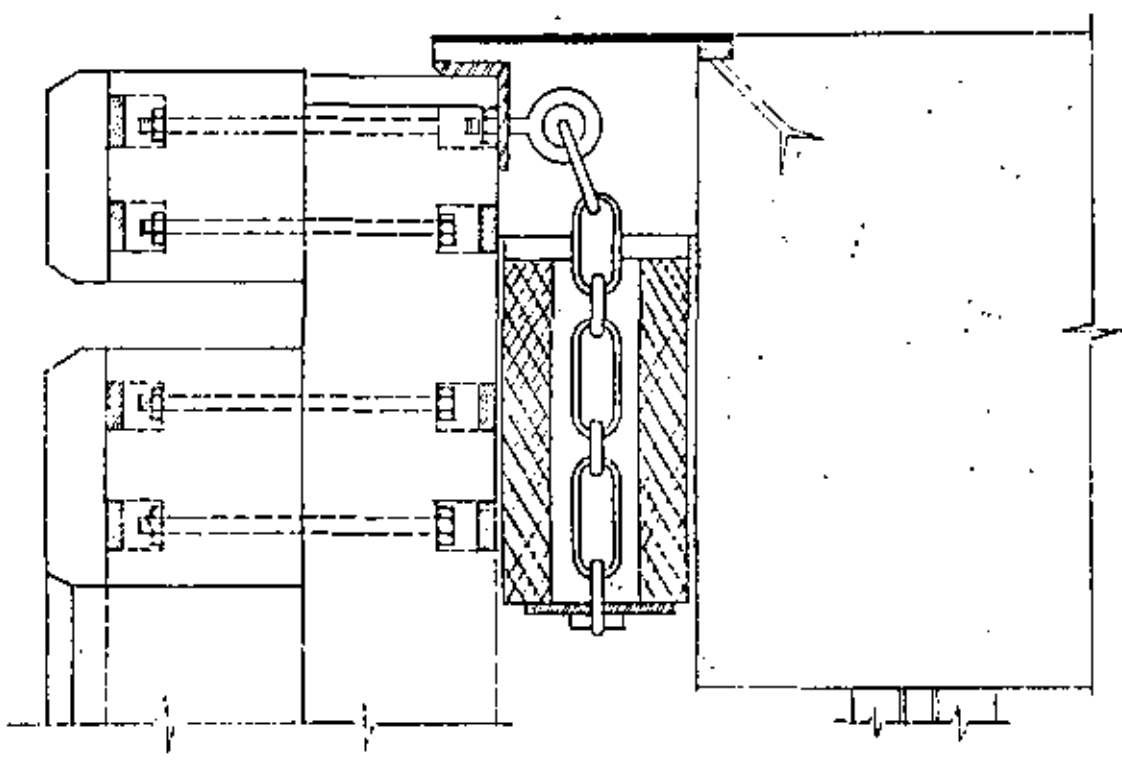


EJEMPLO DE DEFENSAS CON PILOTES

Fig. 21



ELEVACION FRONTAL



SECCION

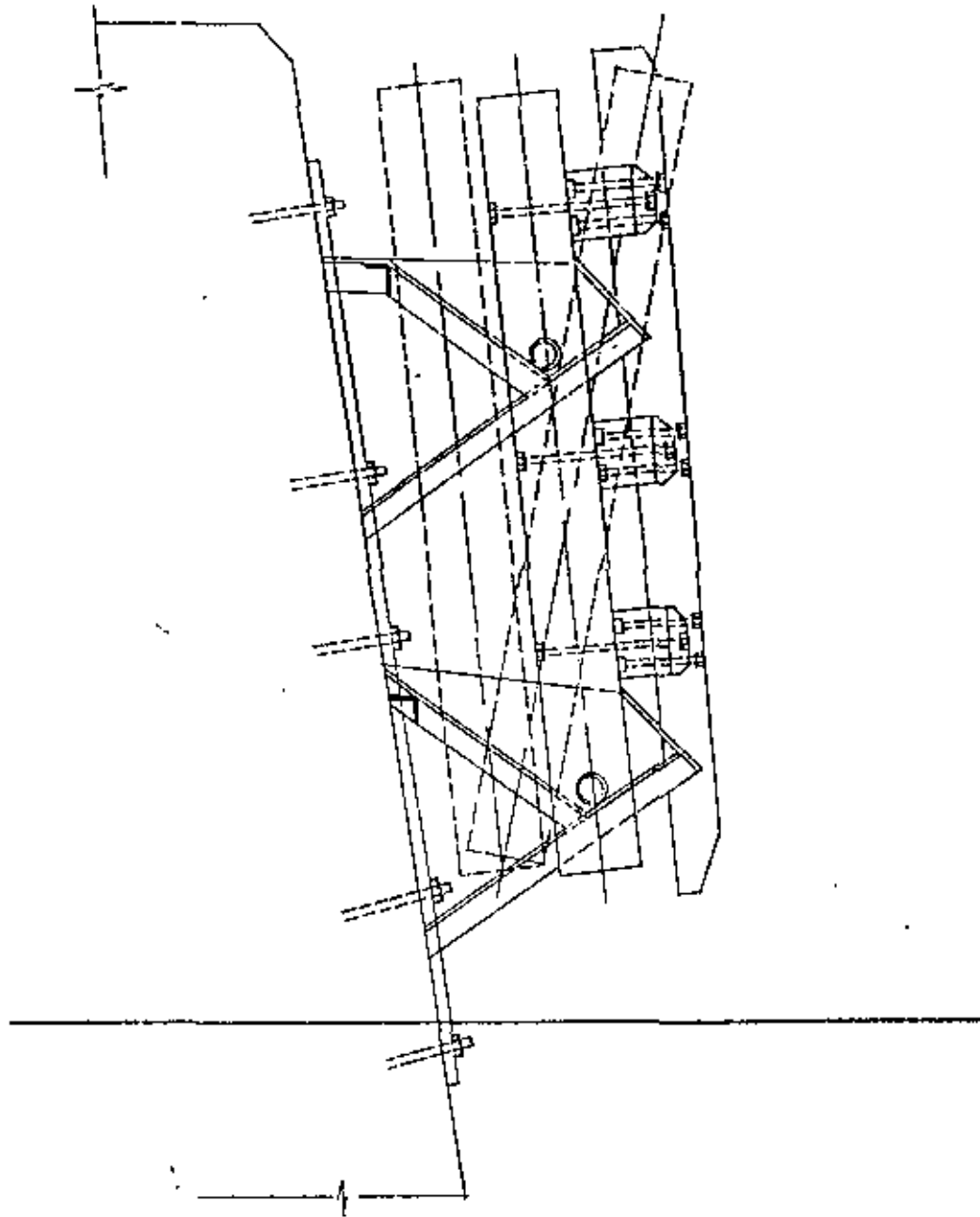


Fig. 22

EJEMPLO DE DEFENSAS DE GRAVEDAD



ESTRUCTURAS DE ATRAQUE

En general y en cuanto a su localización, se presentan los siguientes tipos de estructuras de atraque:

- a) Marginales o paralelas a la costa
- b) Normales a la costa o en espigón
- c) Cuando en la costa no se tienen condiciones adecuadas para la cimentación o cuando se requieren dragados excesivos para -- obtener la profundidad necesaria del agua, será necesario localizar el muelle a la distancia necesaria del lado del agua y --- unirle a tierra con una pasarela de acceso. Se acostumbra denominar a este tipo de muelle en L o T.
- d) Estructuras de atraque fuera de las instalaciones portuarias.

Los tipos a) y b), son muy convenientes principalmente en el caso de que se tengan que cargar o descargar los barcos cerca de las bodegas haciendo uso de grúas y transportadores, o para el caso de terminales para pasajeros. A los muelles normales a la costa también se les denomina en algunas ocasiones en espigón, puesto que su localización es semejante a la de un espigón, aunque la función es diferente, puesto que un espigón construido generalmente a base de entrocamiento y costales rellenos de cemento, tiene por objeto detener los arrastres litorales para evitar que estos azolven las zonas de operación. Cuando los movimientos de la carga se hacen en forma mecanizada como en el caso de productos -- conducidos por tubería utilizando bombas y transportados en grandes barcos, tales como los buque-tanques petroleros, la experiencia ha demonstrado que el tipo c) es el más indicado, ya que en esta forma se tiene más libertad para las maniobras, y al tenerse menores cargas verticales las -

pasarelas de acceso son más ligeras en comparación a lo que resulta en los casos anteriores. El tipo d) es una solución muy simple, rápida y económica para la carga y descarga de grandes b́arcos en lugares donde no se tienen las instalaciones portuarias adecuadas y principalmente se carece del calado necesario y espacio para las maniobras de ciaboga. En esta forma se eliminan problemas de navegaci3n y el uso de remolcadores. En el caso de las boyas IMODCO utilizadas principalmente para b́arcos petroleros, se le permite a la embarcaci3n acomodarse en su posici3n ḿas favorable respecto al viento en condiciones que con otro tipo de instalaciones serfa imposible cargar o descargar, se incrementa el factor de seguridad contra incendios u otros accidentes y se pueden mover para colocarse en otros lugares. La comunicaci3n a tierra en este caso se obtiene mediante una tuberfa submarina.

En las figuras 12, 13, 14, 15, 33, 34, 35 y 36 se muestran algunos ejemplos de muelles del tipo a), de la Fig.40 a la Fig.53 algunas instalaciones con muelles de los tipos b) y c) y en las figuras 54 a 57 tipos de estructuras de atraque alejadas de la costa.

Por lo que respecta al tipo de cimentaci3n se debe elegir la construcci3n de algunos de los siguientes tipos de estructuras:

Estructuras masivas:-

Convenientes cuando el estrato resistente se encuentra cerca de la superficie del terreno, pueden estar constituidas de un muro de gravedad con material de relleno en el respaldo (Figs.12,13, 33, 34, 35 y 36), que deberá elegirse en tal forma que sea ligero y suficientemente resistente.

Tambi3n se tienen estructuras masivas en las cuales, apoyadas sobre paredes de tablestaca se colocan rellenos de arena, grava, concreto --

pobre, etc. constituyéndose en esta forma muros (Fig. 15) gaviones o recintos celulares (Figs. 48, 49 y 53). Las características del terreno en cuando a su capacidad de carga y resistencia de fricción deberán ser satisfactorias durante y después de la construcción.

Razones definitivas que justifican la selección de estructuras inactivas son el hecho de que se haga necesario ganar terreno sobre el que se construirán nuevas bodegas, para construir terminales de pasajeros, en diques o dársenas de maniobras artificiales, etc.

Estructuras sobre pilotes:

Son las adecuadas en el caso de tenerse un terreno de poca resistencia y un estrato resistente alejado de la superficie del terreno, o cuando se quiere absorber energía aprovechando la flexibilidad de la estructura (Figs. 14 y 40-54).

Diques de Alba. -

Son estructuras especialmente diseñadas para amarrar las embarcaciones o para recibir los impactos y absorber la energía de éstas. En el primer caso se dice que son de amarre y en el segundo de atraque. Los diques de alba de atraque protegen a la estructura principal que únicamente se diseñará por cargas verticales y sismo o empujes del terreno en su caso. Es conveniente construir estructuras bastante flexibles con pilotes verticales o estructuras rígidas (a base de pilotes inclinados o masivas), con un sistema de defensas muy efectivo para evitar la probabilidad de grandes impactos que con mucha frecuencia causan fallas considerables.

Estructuras sobre pilas.-

Son un caso intermedio de rigidez y en general también se utilizan en el caso de que el estrato resistente esté cercano.

Como punto de partida, deberán conocerse las características del suelo de cimentación, y de preferencia tenerse curvas de nivel de los estratos.

CIMENTACIONES DE PILOTES

Desde un punto de vista muy estricto, el análisis por cargas horizontales es el de una viga sobre apoyos elásticos, no obstante debido a la gran rigidez de la superestructura en comparación con la subestructura se procede en una forma más práctica.

En general las longitudes del muelle entre juntas de expansión son grandes y el impacto se distribuye en el número de marcos comprendidos en una expansión de 45° (fig.23).

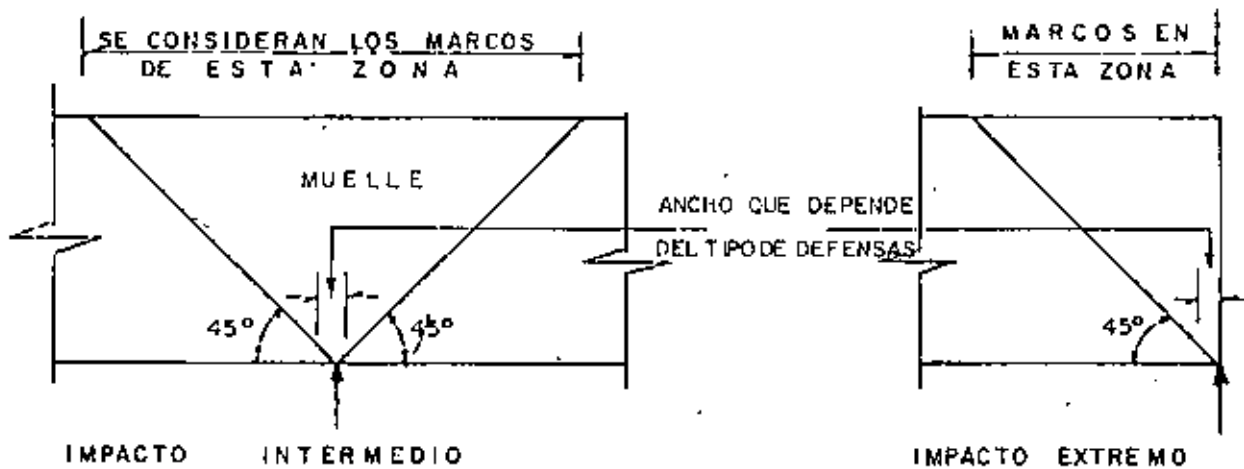


Fig. 23

Para el caso de estructuras de corta longitud debe tenerse especial atención en la tendencia al giro alrededor del centro de rigidez, a menos de que la carga se aplique en dicho punto.

En todos los casos los marcos extremos se encuentran en las condiciones más desfavorables, por lo que frecuentemente es conveniente colocar pilones inclinados.

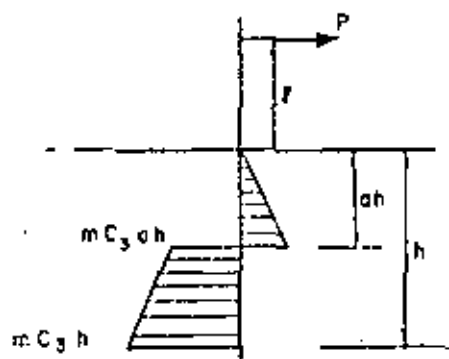
La deformación de los marcos está muy influenciada por la longitud de los pilotes y si estos solo son verticales, verticales e inclinados o

solo inclinados. La longitud no soportada se puede reducir colocando contraventeo transversalmente y longitudinalmente.

Cuando un impacto es soportado por un sistema de pilas o pilotes la energía al final es absorbida por el terreno. La resistencia de un pilote no es solamente debida a considerarlo como columna sino de la capacidad del terreno para tomar la carga.

En ocasiones se acepta el criterio de considerar para el punto virtual de fijación una profundidad 5 ft. en un buen terreno como arena, y de 10 ft. en terreno pobre como arcilla, limo, etc....

R. R. Minikin realizó algunos experimentos con modelos para obtener datos respecto al comportamiento de pilotes verticales simples sujetos a fuerzas laterales. (Ref. 4). Como la mayoría de los suelos son comprensibles y de baja resistencia al cortante, la tendencia de un pilote sujeto a carga lateral será a desplazarse alrededor de un punto "o" a una profundidad ah abajo de la superficie. Sabemos que la resistencia pasiva de los suelos no se presenta hasta que existe movimiento y que el desplazamiento varía con la distancia a "o" por lo que la resistencia pasiva del suelo al principio del movimiento será menor a la dada por el siguiente diagrama (Fig. 24).



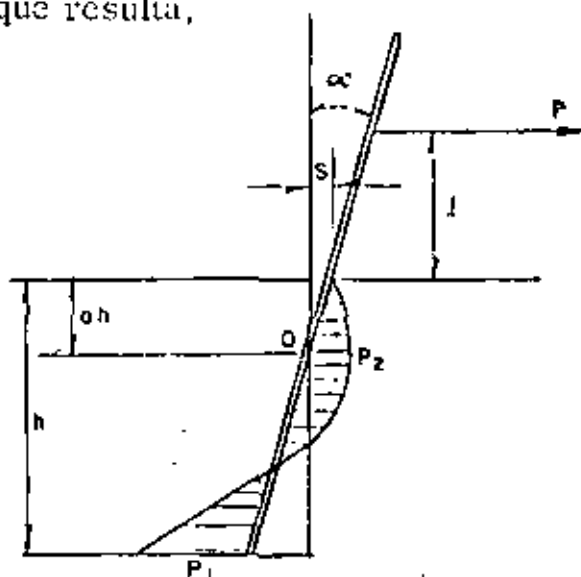
C_3 = EQUIVALENCIA HIDRÁULICA DEL TERRENO.

m = Coeficiente

Fig. 24

En suelos homogéneos de naturaleza suave se puede suponer que el pilote se conserva recto, y el desplazamiento a una profundidad x es $s(1 - \frac{x}{h})$ en donde s es el desplazamiento en la superficie, con lo

que resulta,



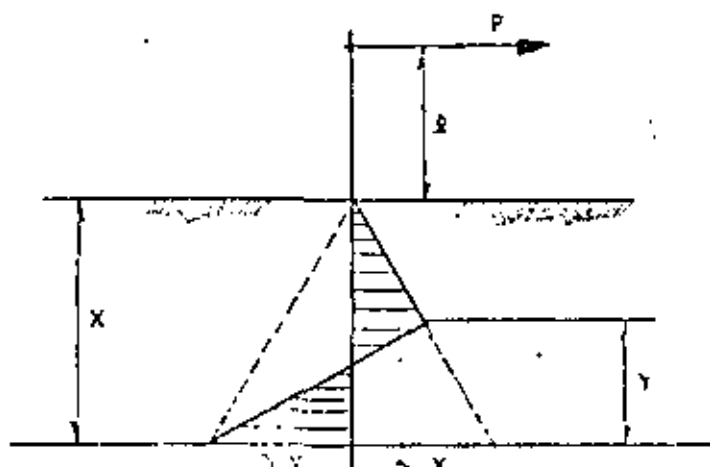
$$\begin{aligned} a &= \frac{4l + 3h}{6l + 4h} \\ n &= (2l/h + 1) \\ P_1 &= 6 \frac{Pn}{hd} \\ P_2 &= \frac{a}{4(1-a)} P_1 \end{aligned} \quad (13)$$

Fig. 25

Los coeficientes de pilotes aislados son mayores que para una pared y se encontró en las pruebas para arena de 2.3 a 3.4 veces, y para arena y arcilla minada de 1.3 a 1.7 esto es debido a que los planos de falla por cortante son en abanico aproximadamente a 45° .

Según las experiencias, el pilote no recobra su posición original cuando la deformación en la superficie del terreno es $0.3ah \operatorname{sen} \alpha$ y se puede considerar esta como deformación crítica. Trazando el diagrama de momentos flexionantes se puede notar que el punto virtual de fijación se encuentra aproximadamente a una profundidad $0.3ah$.

Se puede notar a partir de este estudio, que un diagrama de presiones simplificado y del lado de la seguridad es el lineal de la Fig.26.



$$\begin{aligned} \lambda^2 X^4 - 8P\lambda X^2 - 12P^2\lambda X - 4P^2 &= 0 \\ Y &= \frac{1/2 \lambda X^2 - P}{\lambda X} \end{aligned} \quad (14)$$

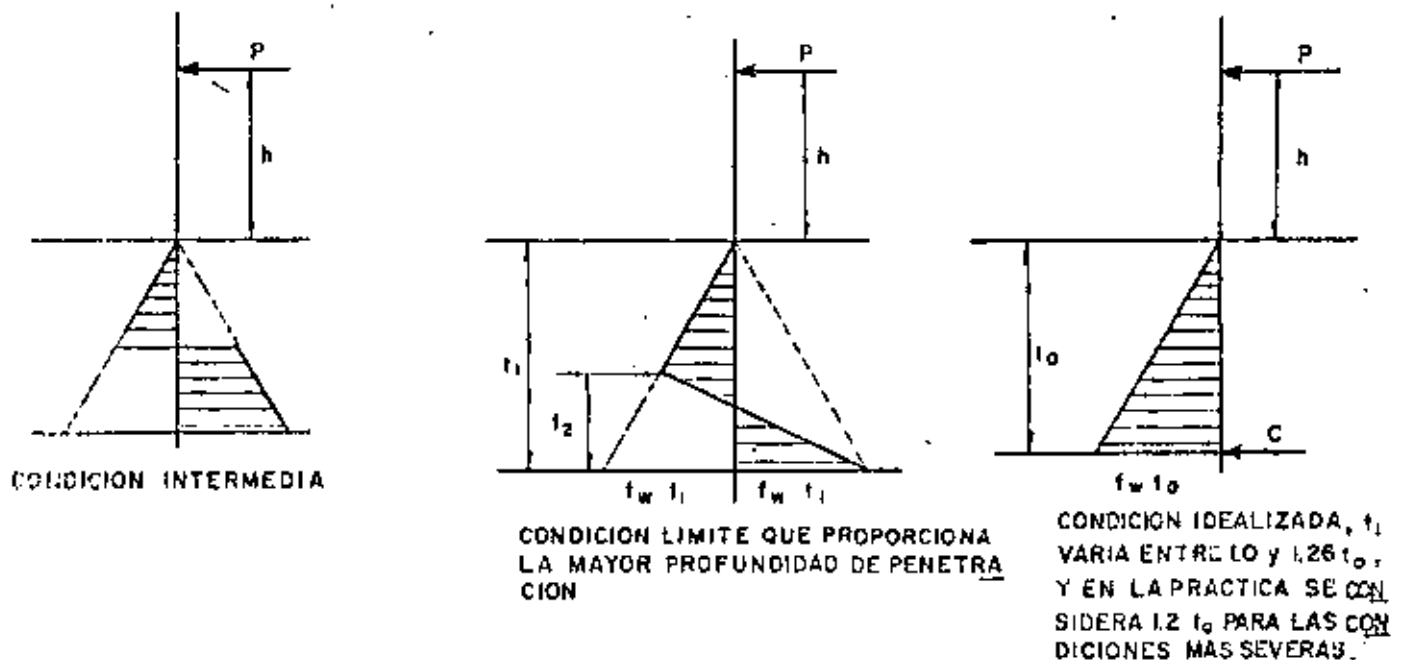
Fig. 26

Si el terreno no es suave, el pilote no permanece recto y su deformación está dada por $(1 - x/h)^2 s$. El punto fijo "o" es el extremo inferior.

Existen algunos otros desarrollos teóricos de este problema suponiendo cimentación elástica tales como el de Hopkins.

Se puede también proceder haciendo una prueba de medición de deformaciones con strain gauges o bien llevando un registro de cargas aplicadas con gatos hidráulicos y deformaciones leídas en extensómetros.

En especial para el caso del diseño de duques de alba, el Dr. Blum propone el siguiente procedimiento:



Distribución de Presiones.

Fig. 27

Tomando equilibrio de momentos respecto al extremo inferior en el 2o. y 3er diagrama, suma de fuerzas igual a cero en el 2o. diagrama y haciendo

$$\alpha_1 = \frac{h}{t_1} \qquad \alpha_0 = \frac{h}{t_0}$$

se obtuvo sin tomar en cuenta las cuñas laterales (Fig.27)

α_1	0.250	0.500	0.750	1.000	2.000
α_0	0.300	0.606	0.916	1.227	2.400
$\frac{\alpha_0}{\alpha_1} = \frac{t_1}{t_0}$	1.200	1.212	1.221	1.227	1.240

por lo que aparece apropiado tomar

$$\frac{t_1}{t_0} = 1.20 \qquad (15)$$

Se puede demostrar experimentalmente que pueden considerarse cuñas laterales en la siguiente forma (Fig.28).

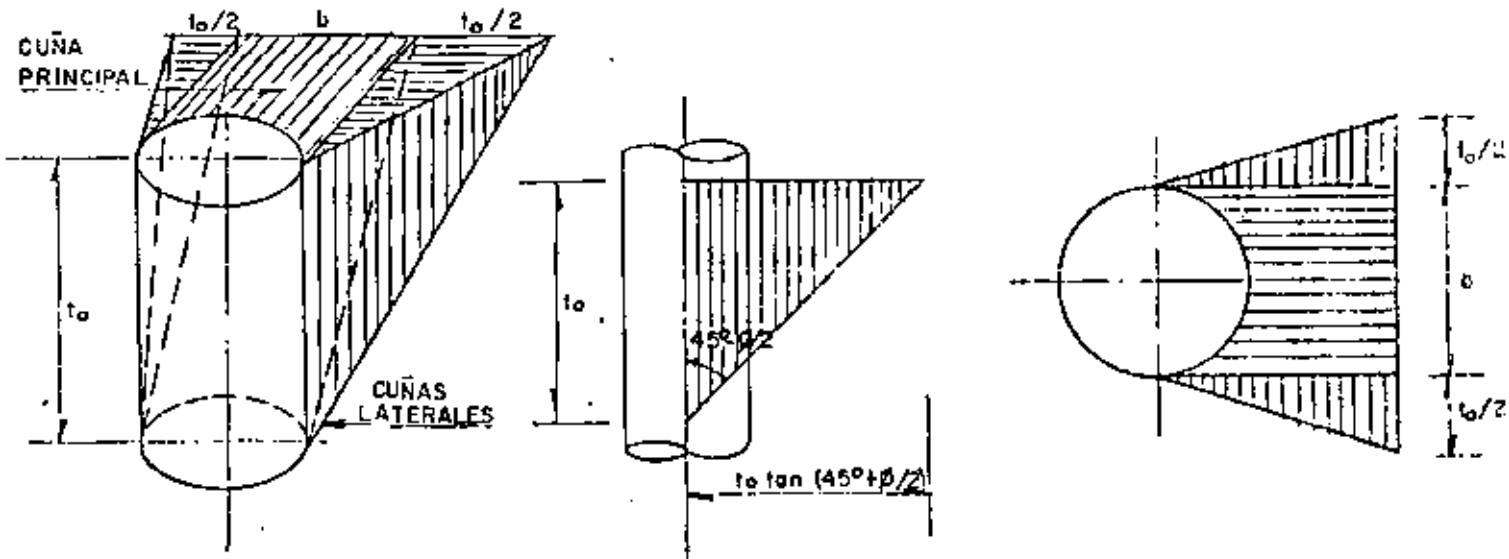


Fig. 28

Con lo que se obtienen los siguientes diagramas:

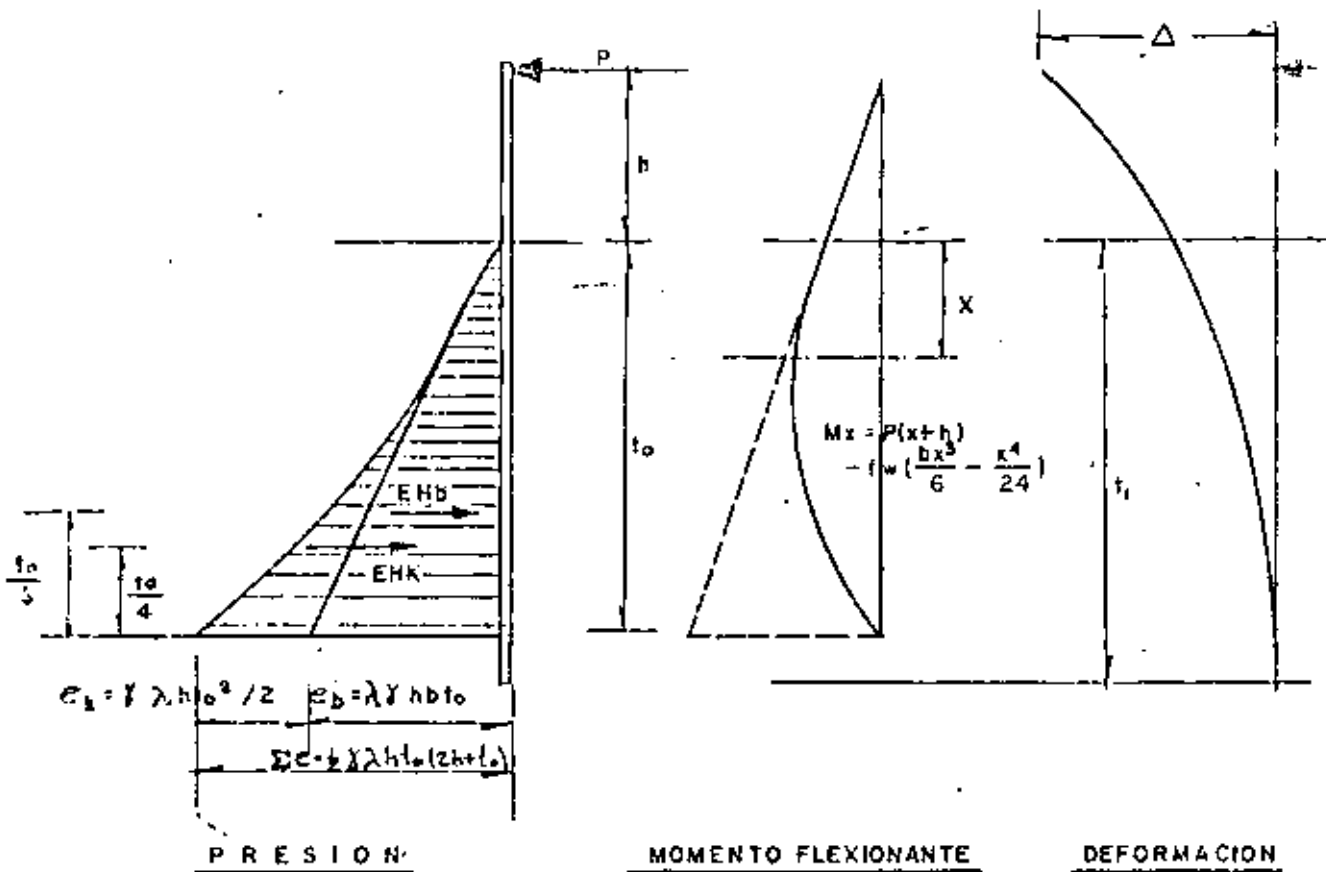


Fig. 29

Se ha supuesto que la resistencia ofrecida por el terreno actúa paralela a la superficie; es decir, el ángulo de fricción entre suelo y pilote es cero. En realidad, sin embargo, la línea de acción de esta resistencia está inclinada con respecto a la horizontal un ángulo ϕ principalmente en materiales como arena. Algunos experimentos indican que este ángulo depende del de fricción interna y su valor está entre $1/3$ y $2/3$. Así, sobre el pilote actuarán verticalmente el peso de la estructura, el peso del relleno en el caso de que sea hueco y las fricciones indicadas en la Fig. (30).

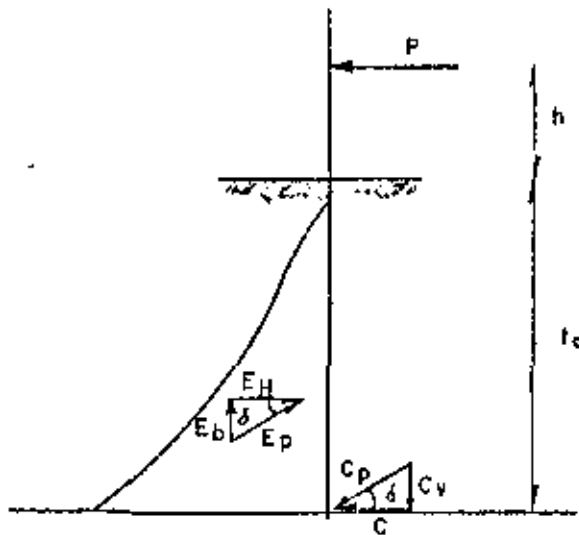


Fig. 30

Si existe la posibilidad de realizar pruebas de campo sobre dos pilotes de prueba separados o que formarán parte de la misma estructura, cargándolos lateralmente hasta llegar a mover el terreno, se obtienen los valores de la carga \$P\$ y la deformación \$\Delta\$, con lo que pueden obtenerse las características promedio del terreno de cimentación para posteriormente procederse al diseño. El factor de seguridad en duques de alba es bajo, y puede hacerse trabajar los pilotes con 0.9 de la carga de falla.

Las cargas verticales actuando en la estructura se pueden distribuir sobre los pilotes utilizando la fórmula de la escuadria, pudiéndose utilizar para la resistencia la siguiente expresión:

$$R = 2W = \frac{u W_f h_f}{S + q \tan \phi} \quad (16)$$

en donde:

\$R\$ = Resistencia última del terreno a penetración (ton)

\$W\$ = Carga de seguridad (ton)

\$W_f\$ = Peso del martillo (ton)

h = Altura de cañón (in)

s = Hincado permanente (in)

u = Proporción efectiva de energía de hincado

$$= (0.3 + \frac{W_1}{SP})$$

$$q = (\frac{mp}{l} + \frac{L}{n})$$

n = 200 para arcillas suaves y medias

100 para arcillas duras, arenas compactas y gravas

ϕ = Angulo de fricción interna virtual del terreno

l = Longitud hincada del pilote (ft)

L = Longitud total del pilote (ft)

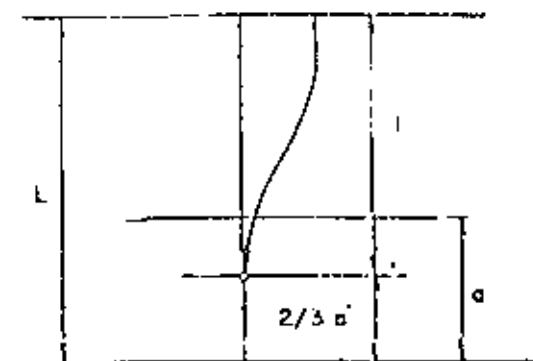
p = Perímetro del pilote

P = Peso del pilote

Angulo de reposo	20°	25°	30°	35°	40°	45°
Valores de m	32	2.8	2.5	2.0	1.7	1.5

El diseño deberá hacerse considerando a las pilotes como columnas sujetas a flexo-compresión o flexo-tensión.

En la Ref. 1, se dá como un buen criterio para analizar pilotes verticales en terreno firme el siguiente:



L = Longitud Total del pilote.

l = Longitud libre

Fig. 31

En la ref. 3 se dice:

Para pilotes de punta tómesese la longitud entre el cabezal y en punto de apoyo en el terreno.

Para pilotes de fricción la posición de la articulación inferior depende de la resistencia encontrada. Para resistencia uniforme de fricción puede mostrarse que la longitud de un pilote por fricción es 2/3 de la total.

El punto de fijación en el caso de pilotes hincados en un material firme estará entre el fondo y a una distancia de 1/3 de la longitud hincada.

En el caso de un pilote hincado en un material uniforme que ofrece resistencia por fricción a cargas verticales y resistencia lateral a la componente horizontal de la carga aplicada, la longitud efectiva, es decir la longitud a la articulación inferior, puede no coincidir con la longitud al punto de fijación L_r que Cummings ha obtenido como:

$$L_r = \sqrt[5]{\frac{216 E I N}{\gamma}} \quad (17)$$

N - Coeficiente no dimensional para el cual él sugirió 0.005 para arena muy densa. Para este módulo de elasticidad lateral Tcheboteriof recomienda un valor entre 0.003 y 0.0003

γ - Densidad del suelo

E - Módulo de elasticidad del pilote

I - Momento de inercia del pilote

Quinn recomienda varios valores de la longitud crítica de diseño en función del terreno de cimentación (Ref. 5)

Es un hecho conocido que cuando se está hincando un pilote y pasa

a través de un estrato suave hacia y penetrando a otro más duro y más compacto, la presión en la punta se incrementa en proporción a la mayor resistencia al cortante del nuevo material penetrado, o en otra forma, pasando de un estrato firme a otro más suave se disminuye la resistencia. Se puede observar que la resistencia total al hincado está gobernada en general por el monto de resistencia en la punta más bien que por la fricción en la superficie del pilote siempre y cuando éste se encuentra en movimiento. Así si un pilote atraviesa varios estratos de diferentes características, el estrato en el cual se apoya la punta tiene la mayor influencia sobre su capacidad. En arcillas minadas se observa frecuentemente que no hay incremento en resistencia después de considerable penetración. Esto es debido a que la expulsión del agua de poro forma una película en la superficie del pilote y que el modulamiento temporal del terreno hueco rodeando el pilote se conserva por la presión hidráulica ocasionada en el hincado. Después de algún período de suspender el hincado en este tipo de arcilla, frecuentemente se cierra sobre el pilote, así que al comenzar nuevamente el hincado mostrará resistencia adicional.

En pruebas sobre pilotes inclinados se llegó a las siguientes cargas de falla (Fig. 32)

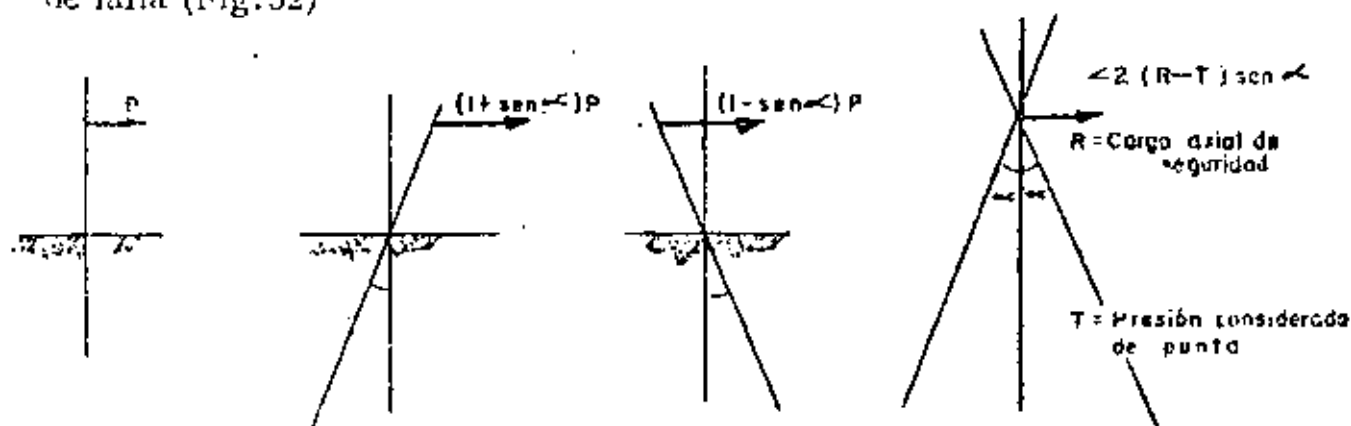


Fig. 32

El diseño de la cubierta o superestructura, dependerá de su tipo, pero en general debido a su gran rigidez en comparación a la subestructura, se podrán considerar vigas continuas.

No debemos olvidar considerar los efectos del sismo en zonas donde se presente, muy comunes en México.

DUQUES DE ALBA

Los factores principales por considerarse son: La elasticidad del terreno, la capacidad del terreno, la elasticidad de la estructura sujeta al impacto de las embarcaciones y el peso propio de la estructura.

Un duque de alba cimentado sobre pilotes puede estar constituido de uno o varios de éstos.

Tal como antes se dijo se puede aproximadamente considerar el punto de fijación localizado 0.3 m bajo el nivel del terreno o bien obtenerse con alguno de los otros procedimientos.

Cuando se tiene un solo pilote éste actúa como cantiliver resortecan do para tomar fuerza horizontal debido al impacto de la embarcación. Si dicha fuerza es P y la longitud del cantiliver l , la deformación máxima será $\Delta = P^2 / 3 EI$, y el trabajo hecho por la fuerza sobre el pilote $\Delta P / 2$. Si la energía de la embarcación es $wv^2 / 2g$, solo se transmitirá al duque de alba una fracción $x = \eta \frac{wv^2}{2g}$, y en esta forma,

$$\frac{\Delta P}{2} = x = \frac{P^2 l^3}{6 EI} \quad (18)$$

Si se tienen varios pilotes unidos a un cabezal rígido

$$\Delta = \frac{P l^3}{12 EI}$$

Se obtiene sobre el pilote i un momento M_i dado por la expresión

$$M_i = n k_i \frac{\sqrt{x}}{\sqrt{\sum k_i}}$$

$$k_i = \frac{1}{l_i^3}, \quad n = \sqrt{6E}$$

Desde luego los esfuerzos se reducen enormemente haciendo uso de defensas que pueden ser almohadas de cables, resortes, piezas de hule, -- madera, pilotes de madera o una combinación de éstos.

Solamente en casos muy raros, un barco navegando golpea a un muelle o duque de alba en tal dirección que transmita el total de su energía cinética y aún entonces se pierde un porcentaje apreciable por impacto. La longitud hincada del pilote está sostenida elásticamente en el terreno, lo cual dentro de ciertos límites contribuye en su parte a la deformación reduciendo la intensidad del impacto del choque.

Frecuentemente esfuerzos estructurales calculados cuidadosamente no tendrán validez con un diseño no juicioso de las defensas. Es particularmente peligroso asegurar tramos de hule pesados y de extremos angulosos a las defensas puesto que ponen en peligro su funcionamiento. Para tomar el primer impacto es conveniente utilizar espirales de cable pesadas o madejas de cable viejo suspendidas.

El barco pega oblicuo y no centrado, por lo que hay otra absorción de energía debido al giro alrededor del centro de rigidez que da un factor de seguridad adicional al no considerarse. Recuérdese que el coeficiente de fricción puede considerarse de 0.5. El Dr. Blum recomienda por economía duques de alba lo más flexibles posibles para poder absorber energía con la mayor deformación posible y en consecuencia con la menor fuerza. En una forma muy amplia estudia las secciones más convenientes y económicas, y recomienda especialmente las secciones en cajón o en caso de no ser muy costosos, tubos huecos. En general este tipo de pilotes no llevarán contraventeo y éste solo se pondrá en el cabezal.

Las estructuras de madera fueron muy usadas con muy buena efectividad. Siempre son rígidas contraventeadas a diferencia de las de acero que en dicho caso tienen un costo inicial elevado y requieren un sistema de defensas muy efectivo que si falla hace fallar a la totalidad de la estructura. No obstante, un duque de alba flexible de acero en general es superior en costo y vida útil a uno de madera. Desde luego es necesario colocar piezas de madera entre los pilotes como defensas.

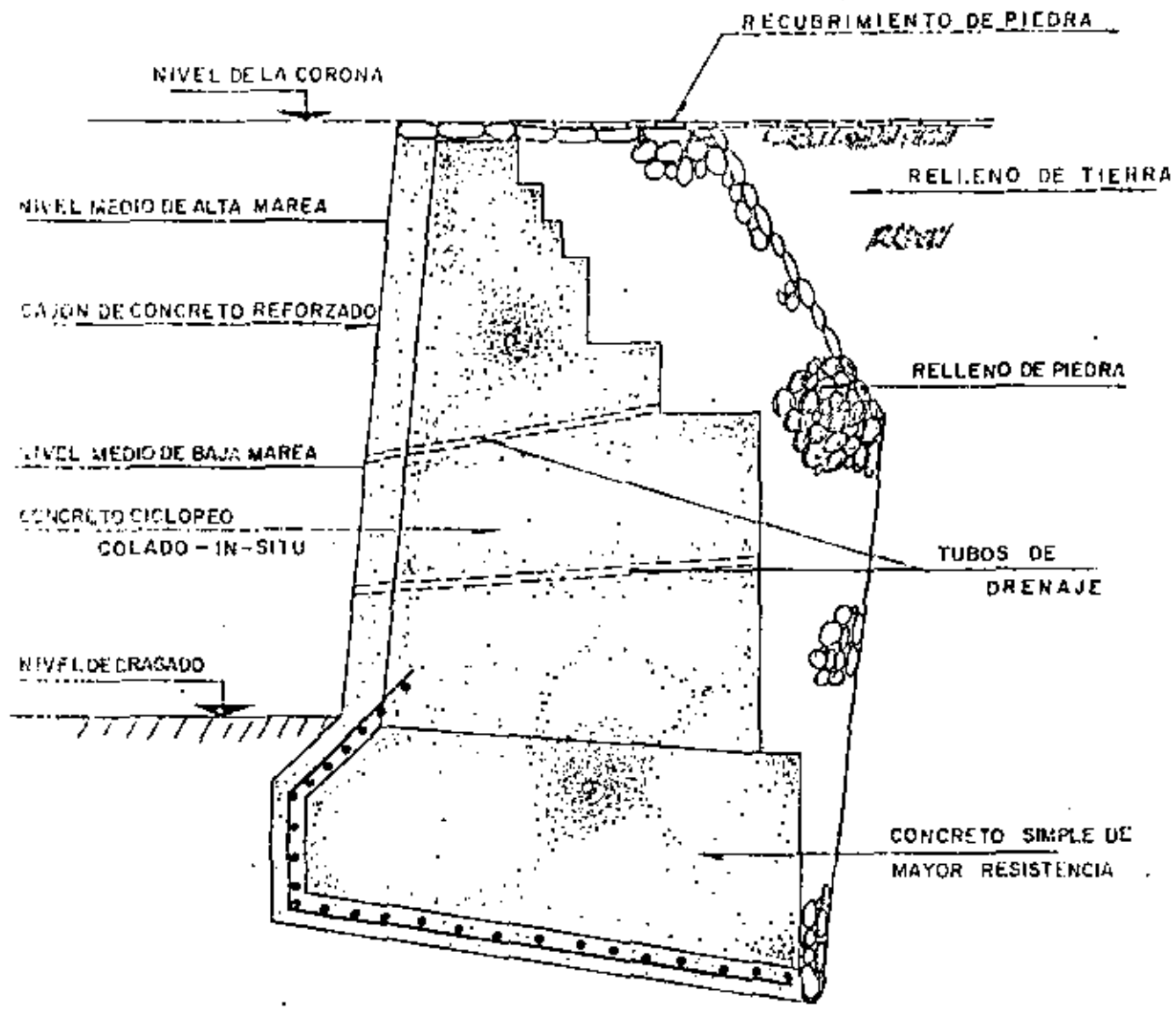
En México la madera y principalmente el acero son materiales más caros que el concreto en general, y la corrosión en el acero es muy considerable. Siempre y cuando la posibilidad de daño local se reduzca con defensas eficientes y se evite la formación de grietas a través de las cuales el agua de mar destruya el acero de refuerzo, no hay razón por la cual una estructura de concreto no pueda ser hecha bastante elástica y flexible.

Existen desarrollos para demostrar que es más efectivo absorber energía con pilotes inclinados que se deforman longitudinalmente que con pilotes verticales y contraventeo superior, lo cual no siempre está de acuerdo con los resultados de la práctica.

MUROS DE GRAVEDAD

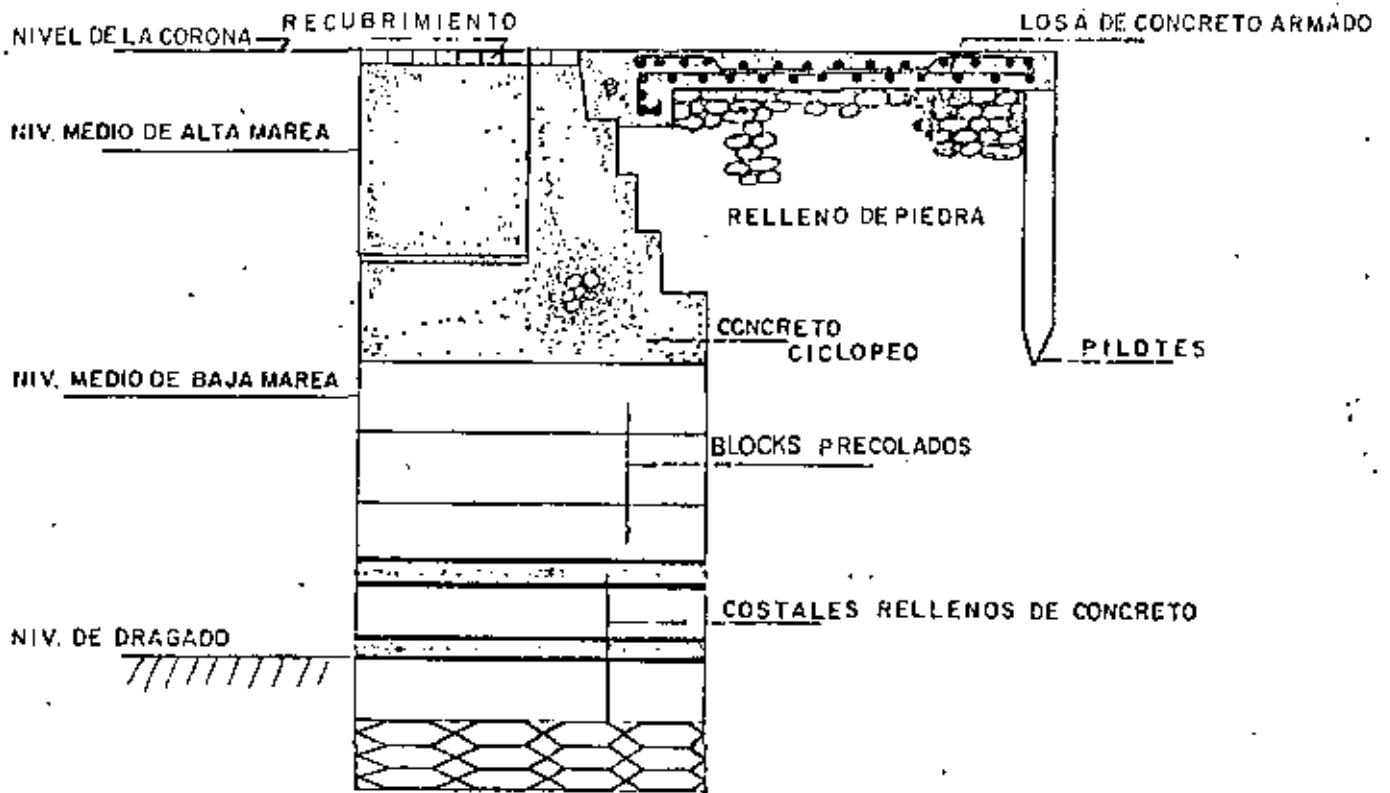
Su análisis es ya bien conocido, y consiste en suponer secciones y revisar el equilibrio en diferentes niveles que debe resultar con un factor de seguridad adecuado, así como aplicar la fórmula de la escuadra y -- obtener esfuerzos máximos que no deben exceder los permisibles de los materiales. Se considerarán cargas verticales muertas y vivas, empujes del terreno, presión hidrostática y la flotación o subpresión de los elementos que se encuentren sumergidos.

La forma de construir el muro de concreto salvo en algunas excepciones es a base de bloques de diferentes formas, colocados en hileras horizontales y en ocasiones en planos inclinados. En otros casos se utilizan grandes cilindros de concreto o cajones colocados por secciones que se hincarán al excavarse el material del centro y cargarse, rellenándose posteriormente. En las Figs. 12, 13, 33, 34, 35 y 36 se muestran algunos ejemplos de muros de gravedad.

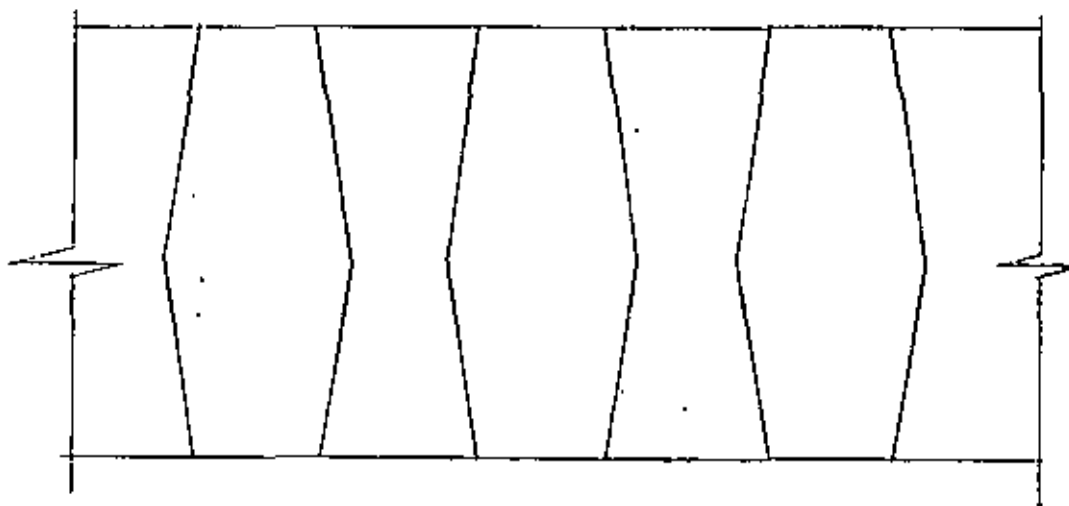


SECCION TRANSVERSAL

Fig. 33

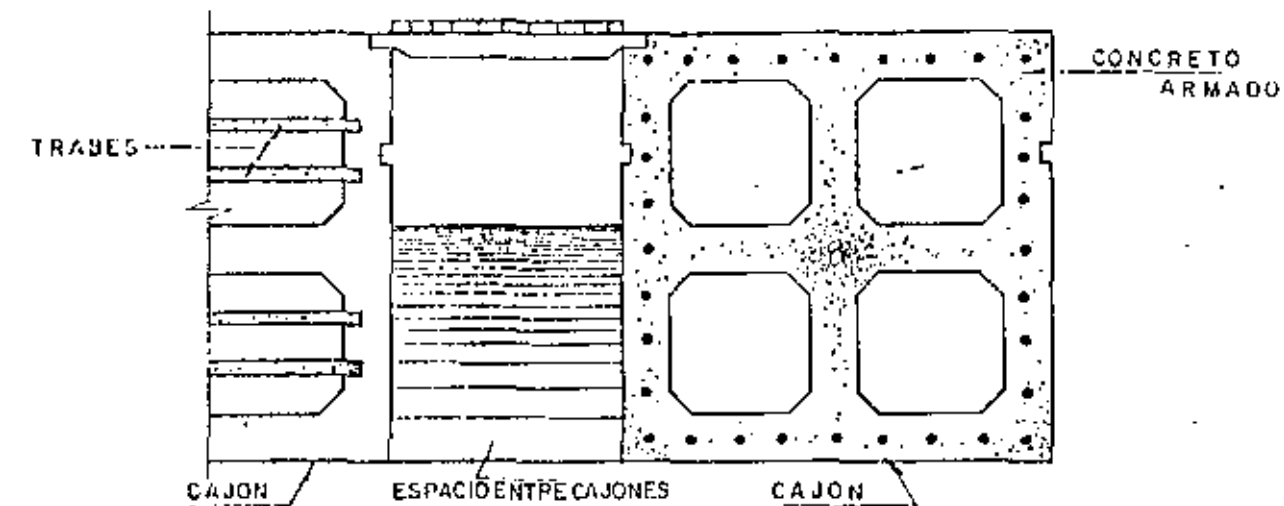


SECCION TRANSVERSAL

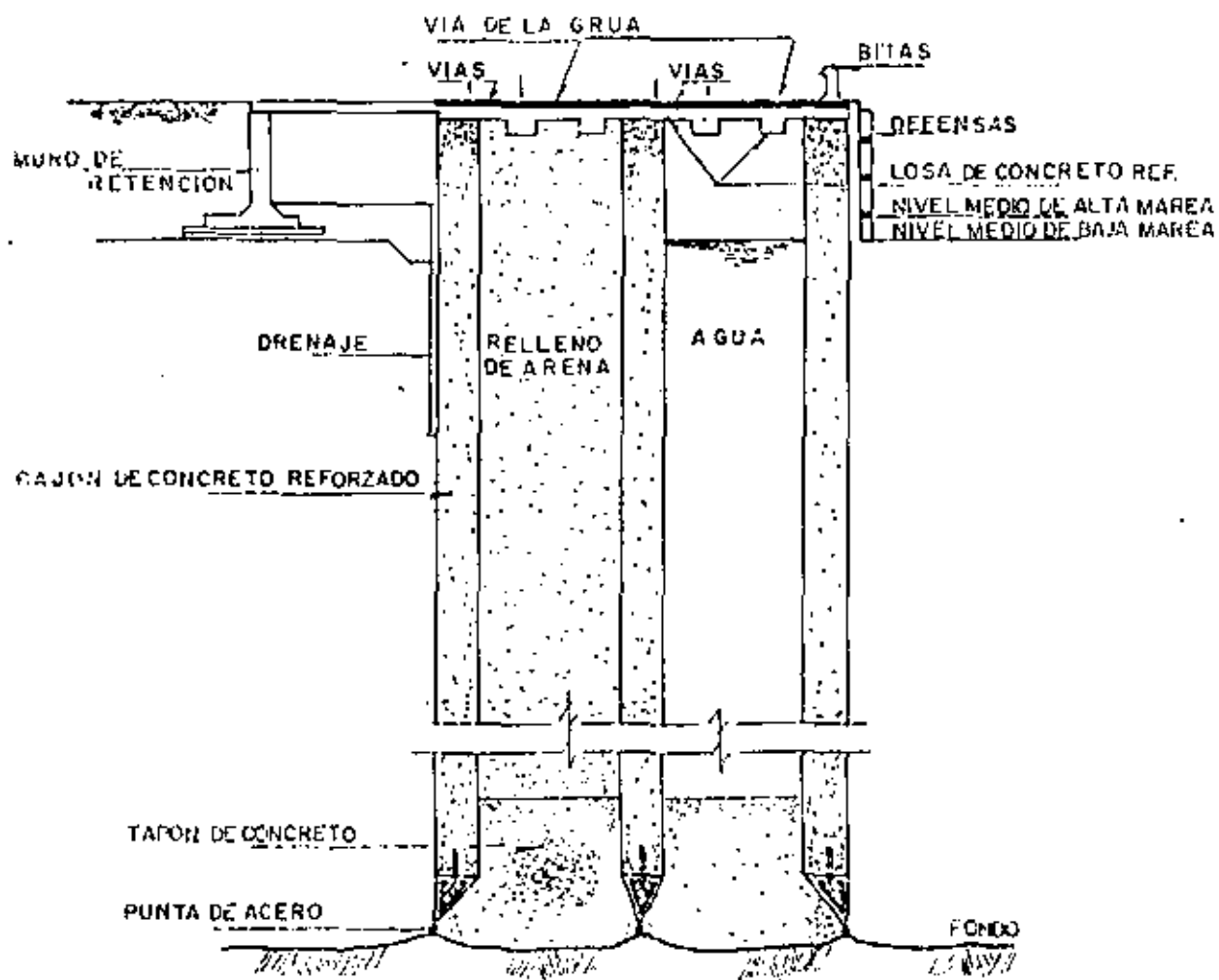


PLANTA DE BLOCKS

Fig. 34

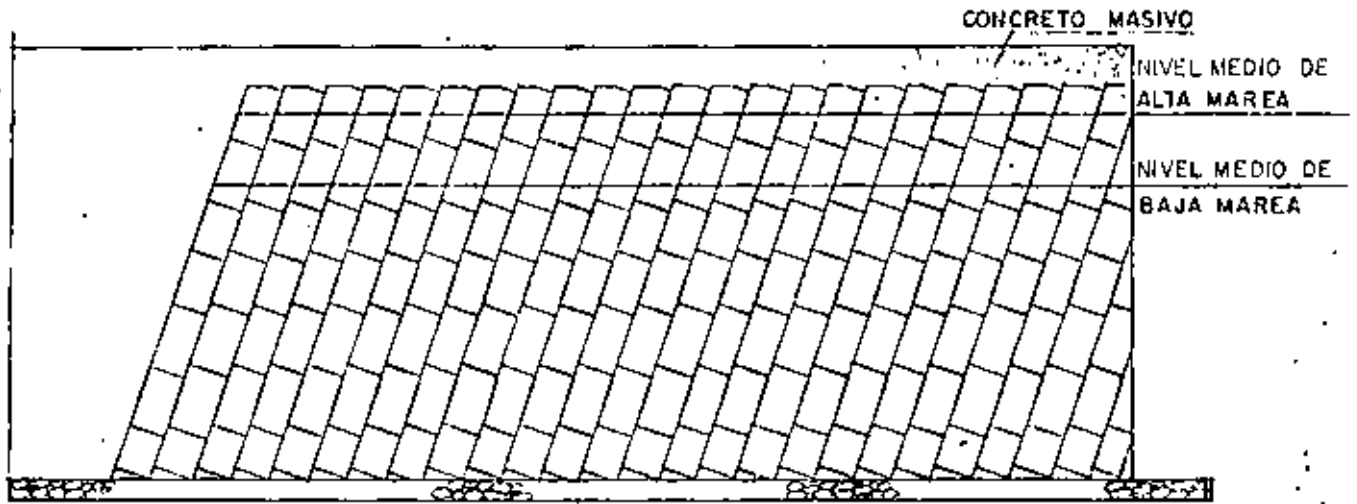


P L A N T A

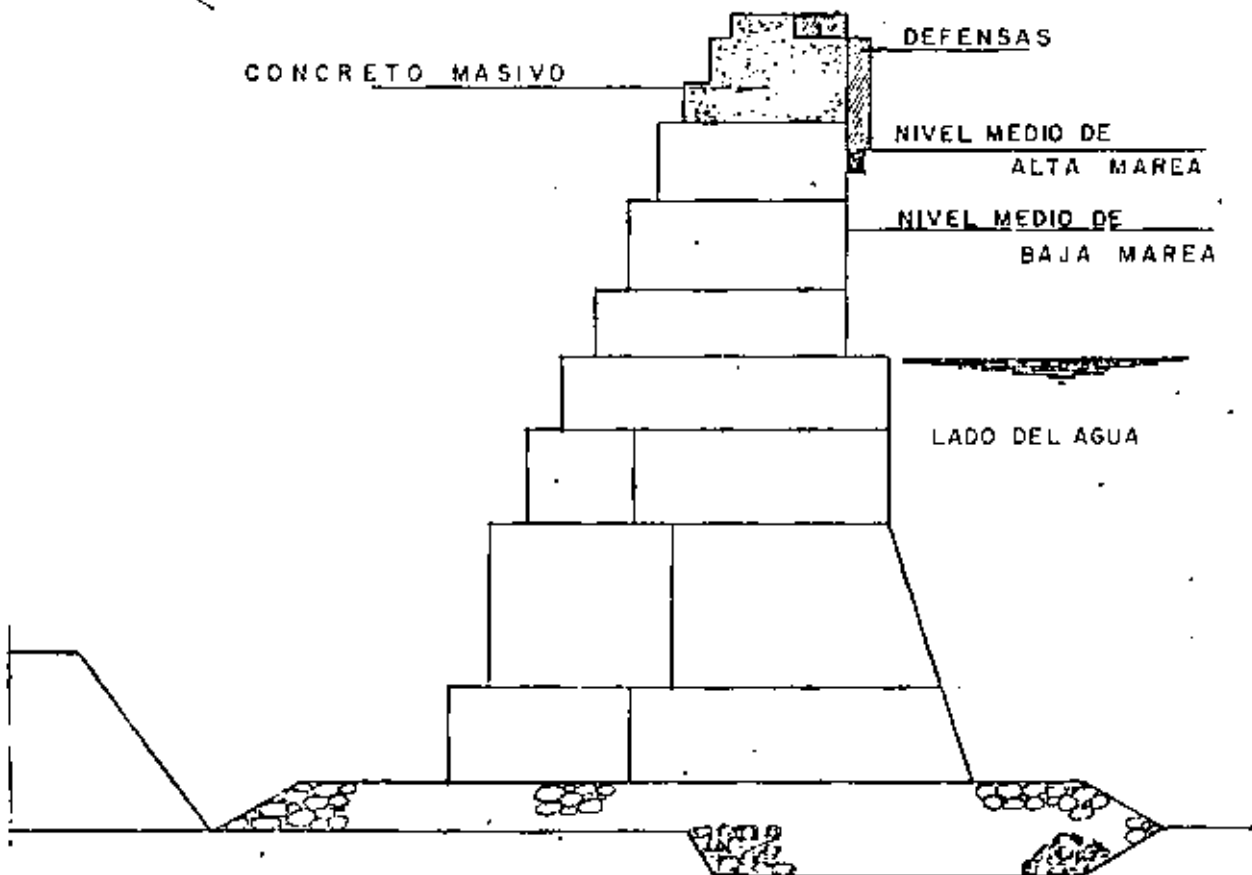


SECCION TRANSVERSAL

Fig. 35



SECCION LONGITUDINAL



SECCION TRANSVERSAL

Fig. 36

PAREDES DE TABLESTACA

El primer paso a seguir para calcular una pared de tablestaca es obtener las presiones horizontales que actúan sobre ella. Para suelos granulares y no cohesivos estas presiones se obtienen multiplicando la presión vertical por coeficientes de presión activa o pasiva. La presión total es la diferencia de estas dos. Para suelos cohesivos las gráficas son también líneas rectas pero con ordenadas al origen o presiones adicionales debidas a la cohesión, (Véase la siguiente Tabla).

FORMULAS Y VALORES DE PRESIONES EN EL TERRENO

		RANKINE	COULOMB	BELL	JENKIN
Tipo de suelo		Granular	Granular	Cohesivo	Sin cohesión granular
SUPERFICIE SUPERIOR A NIVEL	Presión activa horizontal a una profundidad h.	$W_h \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right)$	$W_h \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$	$W_h \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2C \tan (45^\circ - \phi/2)$	Valores Tabulados
	Resistencia horizontal pasiva máxima a una profundidad d.	$W_d \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right)$	$W_d \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$	$W_d \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2C \tan (45^\circ + \phi/2)$	
	Resistencia vertical pasiva máxima a presión hacia abajo en una profundidad d	$W_d \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right)$	$W_d \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2C \tan (45^\circ + \phi/2)$	$W_d \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2C \tan (45^\circ + \phi/2)$	
SUPERFICIE INCLINADA	Presión activa a una profundidad h con ángulo de sobrecarga $i = \theta$	$W_h Q \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right)$	SE USA COMUNMENTE METODO GRAFICO.		
	Resistencia pasiva máxima a una profundidad d	METODO GRAFICO	SE USA COMUNMENTE METODO GRAFICO.		Valores Graficados

Al pasar de un estrato a otro de diferente ángulo de fricción interna ϕ se presenta un cambio brusco en las presiones, y si cambia el peso específico se obtiene un cambio de pendiente. Debido a la fricción se presenta un incremento de presión pasiva en tal forma que la obtenida con la fórmula de Rankine debe multiplicarse por un coeficiente M que es función de ϕ (Ref.2)

Al no tomar en cuenta la fricción y suponer una distribución lineal de presiones se está del lado de la seguridad dando un margen adicional para otros datos aproximados. En otros casos es común considerar $M = 1.5$.

De acuerdo con las fórmulas de Rankine y para que exista equilibrio los diagramas de presiones son del tipo que se indica en la Fig. 37.

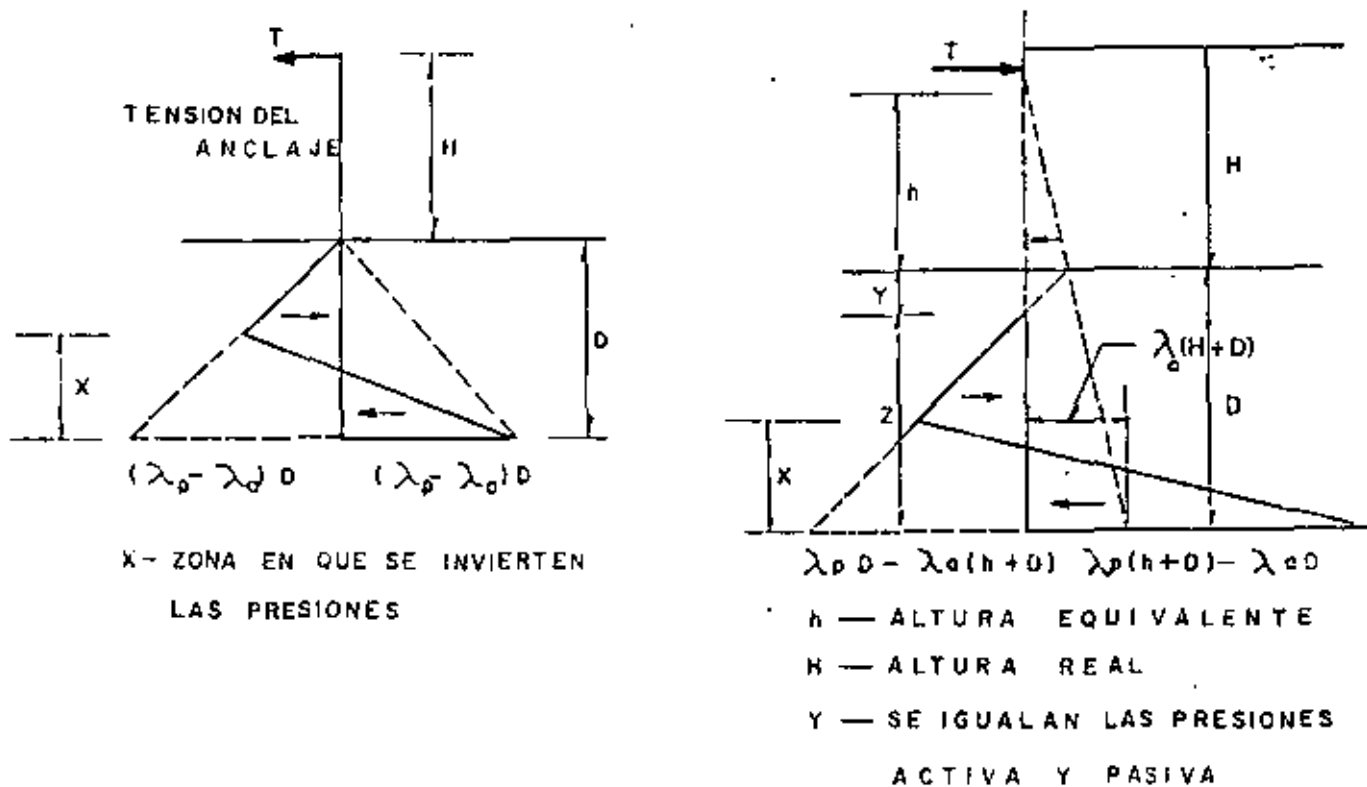


Fig. 37

En general también deberá considerarse la presión resultante debido a la diferencia de niveles del agua del lado de tierra y del lado de agua.

Obtenido el diagrama de presiones, una manera muy práctica de proceder es utilizando el procedimiento gráfico del Dr. Blum.

Como antes dijimos para desarrollar la resistencia pasiva debe haber movimiento y, puesto que dicho movimiento en el frente del muro será mayor al aumentar la flexibilidad habrá diferencia entre la distribución triangular de la resistencia generalmente considerada y la que realmente se desarrolla en el terreno que serán función del módulo de elasticidad del suelo y las propiedades del muro. Puesto que el módulo de elasticidad del suelo es raras veces conocido y no constante para un suelo dado, en la etapa presente de nuestro conocimiento no es muy útil tratar de predecir las variaciones de la reacción del suelo.

La consideración usual de distribución triangular de presiones ignorando propiedades cohesivas del suelo está probablemente del lado de la seguridad si el suelo es cohesivo, pero si no se conoce esto en la condición de carga más seria, se sugiere que la resistencia pasiva se considere comenzando 1ft. ó 2ft. abajo de la superficie del terreno, como una tolerancia tosca contra erosión y grandes esfuerzos en el terreno cerca de la superficie.

Obtenido el diagrama de presiones, se divide en áreas convenientes tales como a b c etc., numerándose las secciones a partir de la parte superior 1, 2,, y calculándose la fuerza sobre la tablestaca en cada una de las áreas. Se trazan líneas horizontales por los centroides y sobre ellas se marcan las fuerzas respectivas. Se traza el polígono de fuerzas horizontales a una escala adecuada con un polo centrado después de -

seleccionar la distancia polar y se obtienen los rayos polares. El diagrama de presiones activas puede tener diferente escala que el de las pasivas y dibujarse en diferentes lugares. Se puede así trazar el polígono funicular de momento flexionante que tendrá una línea base uniendo el punto de anclaje y el extremo inferior de la tablestaca. Habrá entre estos puntos otra ordenada cero, el punto de inflexión, arriba del cual el momento flexionante es positivo y abajo negativo. Se repite el mismo proceso trazando el polígono de fuerzas para el diagrama de momentos flexionantes, y el polígono funicular con la fuerza en el extremo inferior, vertical (fig.38). Este diagrama corta el eje $A B_2$ en D abajo del anclaje C, esto indica que se requiere algo más de penetración si la línea hubiera cortado el eje arriba de C o no lo cortara entonces se requeriría menos penetración, la línea punteada sobre el polígono de momento flexionante muestra el efecto de penetración adicional. El momento positivo disminuye y el negativo aumenta, el punto de inflexión sube y la tensión en el anclaje disminuye.

El ingeniero por consiguiente dará consideración a dos soluciones: Tablestaca ligera hincada una longitud suficiente para obtener empotramiento, o sección pesada únicamente hincada para obtener fijación parcial. Generalmente este no es un argumento para decir que el factor de seguridad es mayor en el primer caso y permitir sobrecarga, puesto que el factor gobernante es el del anclaje. Teóricamente el factor de seguridad del terreno es 1 y el anclaje tiene uno mayor.

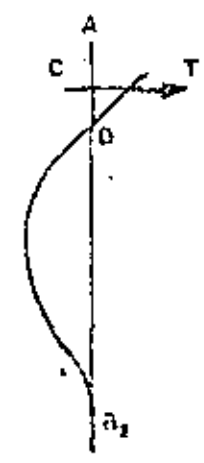
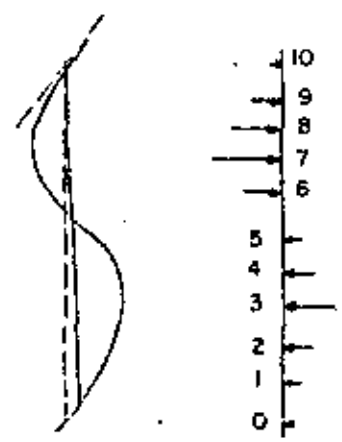
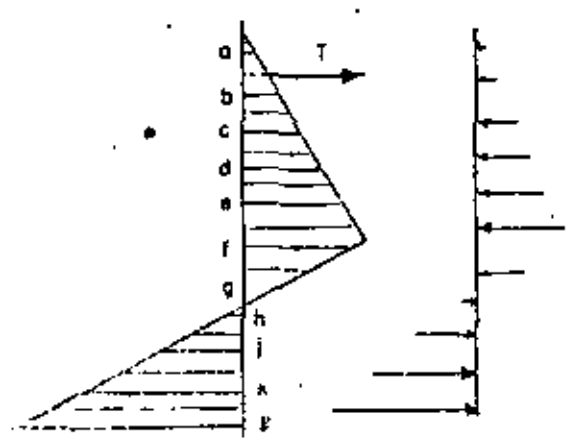
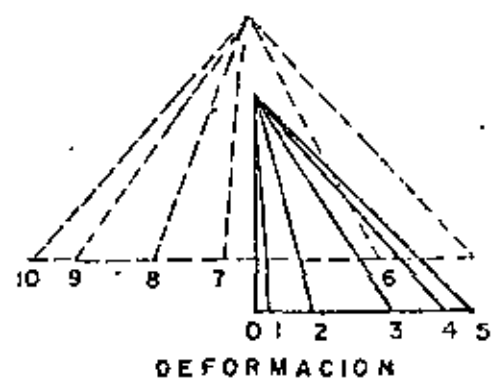
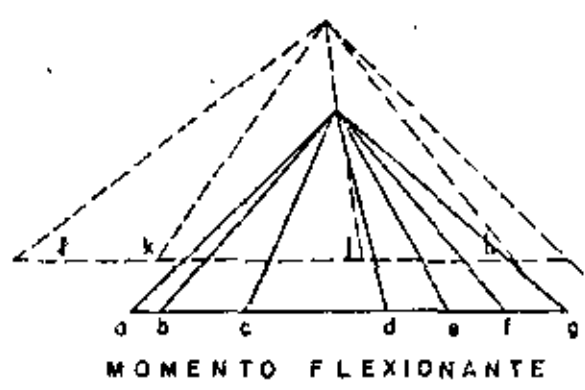


Fig. 38

Otra manera de proceder. -

Donde la curva del polígono de momento flexionante corta la horizontal del anclaje en F (Fig.39), se traza una línea tangente a la curva en algún punto G, una línea horizontal a través de G corta a la línea de la tablestaca en B. Entonces EB es la profundidad de penetración para soporte libre. Una línea trazada paralelamente a F G en el diagrama polar al cortar a la base nos dará la tensión en el anclaje. La línea F G es la base del diagrama de momentos flexionantes para esta condición, y el momento flexionante máximo puede obtenerse a escala. La escala para medir la ordenada es:

$$P \times S \times F = \text{Momento}$$

$$P = \text{Distancia polar}$$

$$S = \text{Escala lineal}$$

$$F = \text{Escala de fuerzas}$$

La otra condición de soporte fijo en el extremo significa una reducción del momento flexionante máximo, una reducción de la tensión en el anclaje pero un aumento en la penetración. De acuerdo con expedientes matemáticos podemos con buena aproximación obtener la base del polígono funicular para condición de extremo libre. Con la inversión de los momentos flexionantes de positivo a negativo existe una condición gobernante que es que la suma de los momentos alrededor de un punto fijo debe ser cero. Puesto que el punto de anclaje se considera rígido, el momento de la presión pasiva alrededor de este punto debe ser igual al de la presión activa. Se puede establecer fácilmente por pruebas que el máximo de la parábola superior FJ es 1.2 veces la ordenada máxima de la parábola inferior JH. La línea horizontal trazada por H y que corta a la

tablestaca en C, da la profundidad de penetración E C para la condición de extremo fijo. La fuerza en el anclaje se puede obtener en el polígono de vectores con una paralela trazada desde el polo a FJH. El análisis se hace por m. de muro longitudinalmente. El momento flexionante se mide a partir de la base FJH.

Evidencia experimental indica que el momento flexionante real en una tablestaca anclada es menor al calculado con el procedimiento anterior. Esto se atribuye al arqueado del suelo flexible atrás de la pared y a la redistribución consecuente de la presión, la cual tiende a concentrarse en los soportes superior e inferior sin que se produzca un cambio en la magnitud total. La redistribución se limita a la presión del terreno, cualquier presión hidrostática sobre la tablestaca no es afectada. Sin embargo, ninguna información basada en el comportamiento de los muros actuales ha sido obtenida. Se sugiere que mientras no se obtenga evidencia de muros construidos, el momento flexionante calculado se reduzca 25% para terreno uniforme que no contenga estratos de arcilla o limo, siempre y cuando, el respaldo no esté sujeto a vibración severa. Esta reducción que es comunmente usada en la práctica, está condicionada a que la deformación de la tablestaca no sea menor a 0.5% del claro. Para menores deformaciones la reducción puede tomarse pro-rata.

La deformación o flecha de la pared de la tablestaca anclada, puede calcularse con la expresión:

$$\Delta = \frac{ML^2}{10EI}$$

donde:

M = Momento flexionante máximo en la tablestaca bajo el tirante de anclaje.

L = Claro desde el tirante al punto de momento flexionante nulo en la tablestaca.

E = Módulo de elasticidad del material de la tablestaca.

I = Momento de inercia de la tablestaca.

Esta fórmula puede aplicarse a cualquiera de las dos condiciones de extremo inferior empotrado o semi-fijo.

Respecto a los anclajes del tirante existen principalmente cuatro tipos: concreto masivo, tablestacado balanceado arriba y abajo de la aplicación del tirante, tablestacado cantiliver y grupos de pilotes.

Detalles para el diseño de paredes de tablestaca aparecen en todos los manuales proporcionados por los fabricantes.

En este tipo de problemas son de aplicación muy efectiva los métodos de integración numérica.

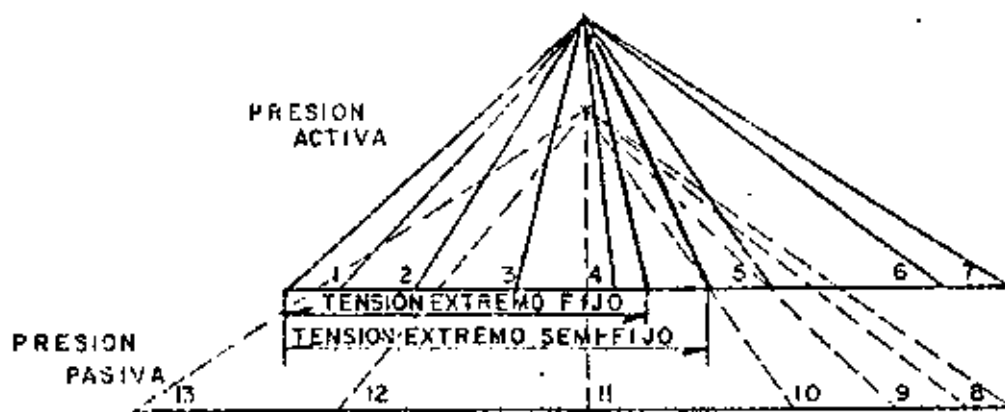
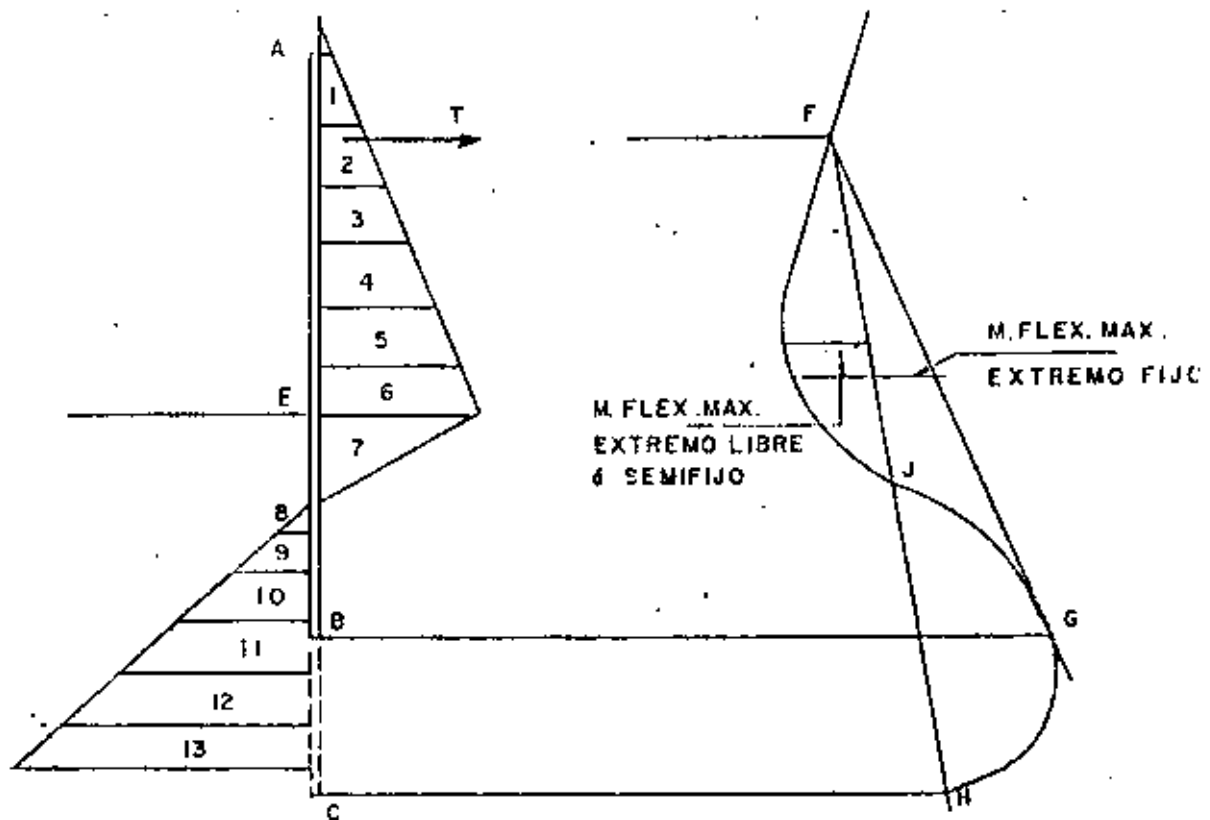


Fig. 39

EJEMPLOS DE MUELLES NORMALES A LA COSTA Y EN L O T.

En general los muelles petroleros son del tipo L o T o bien normales a la costa, buscando un calado adecuado para el acceso de grandes barco-tanques sin que se requieran dragados excesivos. A diferencia de los muelles para carga general o las terminales para pasajeros, en los cuales en general es conveniente acortar la distancia entre la banda de atraque y los edificios en la costa, en el caso de instalaciones petroleras, es más conveniente evitar grandes volúmenes de dragado aumentando la longitud de los accesos, que soportan cargas verticales mucho menores, incluyendo en estas el peso de las tuberías y las correspondientes a pequeños vehículos, resultando estructuras livianas. La plataforma de operación o estructura del muelle en sí, resultará robusta en el caso de que el atraque o el amarre de las embarcaciones se realice sobre ella recibiendo en consecuencia cargas horizontales considerables y en ocasiones teniendo que absorber energía. Es muy importante en este tipo de muelles estudiar cuidadosamente la forma en que se absorberá la energía de las embarcaciones que atracarán, y es el punto que principalmente trataremos en las siguientes páginas.

En la Fig. 40 se presenta un tipo de muelle que no obstante haberse construido en varias ocasiones adolece de varios defectos, y al ser poco funcional ha requerido la adaptación de instalaciones adicionales como la construcción de duques de alba resultando con esto antieconómico. En primer lugar un acceso proyectado con el criterio de muelle para carga general resulta demasiado pesado y costoso, puesto que como antes dijimos este tipo de estructura soporta cargas verticales relativamente pequeñas y es suficiente con un acceso constituido por una pasarela angosta

y ligera, descargando directamente las tuberías sobre los marcos principales contraventeados. No existe una junta entre el acceso y la plataforma de operación con lo cual se tiene una transmisión de cargas horizontales de la plataforma al acceso que deberá diseñarse para dicho efecto, o bien deberá proyectarse una plataforma muy rígida y por lo tanto costosa. En cualquier caso el sistema de defensas debe ser muy efectivo, como el tipo de gravedad indicado en la figura. Aún con todas estas precauciones en este tipo de estructuras solo atracarán barcos de desplazamiento reducido, ya que un barco de gran masa produciría concentraciones de carga en la zona de atraque inicial. Pensando en rigidizar una estructura para movimientos horizontales a base de pilotes inclinados, debe tomarse en cuenta que si bien, teóricamente estos reciben favorablemente cargas y energía, la experiencia ha demostrado que si el terreno tiene baja capacidad de carga se pueden presentar asentamientos, o si las secciones no son las necesarias, se tienen fallas de inestabilidad.

En la Fig. 41 la plataforma de atraque a base pilotes verticales y por lo tanto flexible puede absorber energía eficazmente, habiéndose dejado una junta en la unión de la pasarela que le da libertad de desplazarse horizontalmente, no obstante, también pueden presentarse concentraciones de cargas, que se traducen en momentos flexionantes tales que los pilotes no pueden resistir y debido a su flexibilidad, el movimiento puede afectar a las instalaciones de operación o al personal trabajando, por lo que en general con este tipo de estructura ha sido conveniente también adaptar duques de alba que proporcionen una longitud de atraque adicional.

En las figuras 42 y 43 tenemos el caso en que el atraque se lleva

a cabo sobre duques de alba separados A y B, los cuales absorben el total de la energía cinética de la embarcación, quedando la plataforma de operación que está unida al acceso, soportando únicamente carga verticales. En esta forma un atraque accidental con velocidad mayor a la de diseño sería tomado únicamente por los duques de alba sin transmitirse el resto de la estructura. No obstante que antiguamente se utilizaron pilotes de madera con gran efectividad en duques de alba, en la actualidad se ha comprobado que el material ideal para absorber energía es el acero, material bastante homogéneo, flexible y resistente. Deberán elegirse secciones en cajón con momento de inercia constante en cualquier dirección y de preferencia tubos circulares que son los más económicos en cuanto a peso de acero necesario, pero si se dificulta su fabricación la sección cuadrada es la indicada. En ocasiones muy frecuentes, el concreto tiene ventaja con respecto al acero por ser un material más barato y disminuir problemas de corrosión.

En las figuras 44 y 45 se muestran dos tipos de estructuraciones que han tenido gran aceptación en los últimos años tanto por su sencillez como por su efectividad. En de la Fig.45 es esencialmente el antes analizado, y consiste de un acceso y una plataforma de operación separadas por juntas de plataformas de atraque laterales adaptadas además con defensas de gravedad. Otra ventaja que se puede observar es que la cubierta es una losa plana cuyo colado en la obra es muy sencillo, y se puede realizar en corto tiempo, lo cual se traduce en ahorro de dinero. El arreglo mostrado en la Fig.44 posee un sistema de defensas muy económico y efectivo a base de un tablero de madera apoyado sobre pilotes verticales muy flexibles y en general también de madera cuyo extremo superior está apo-

yado sobre elementos flexibles, en general macizos de hule. Se pensó en reducir el tiempo costoso de trabajo marino colocando sobre los pilotes - hincados en el lugar traveses precoladas formándose así marcos que a su vez soportan transversalmente losas precoladas haciendo un colado final de concreto sobre dichas losas lográndose en esta forma continuidad.

En las figuras 46 y 47 se presenta un proyecto similar al último - mencionado en el párrafo anterior, pudiéndose apreciar en la figura 47 -- los marcos que soportan las tuberías que como dijimos son a base de tra-- bes precoladas unidas mediante pernos a los pilotes y columnas, pudién-- dose aumentar la longitud de estas últimas al requerirse apoyar un mayor número de traveses que constituyan niveles adicionales para soportar nue-- vas tuberías, colando tramos a partir de la parte en que se dejaron vari-- llas ancladas.

No obstante todas las ventajas en los diseños de las figuras 46 y - 47, por las razones mencionadas al referirnos a la Fig. 40, este tipo de estructura se ha aplicado para barcos de desplazamiento mas bien reduci-- do.

Hasta ahora no hemos hecho referencia a las instalaciones de ama-- rre que indiscutiblemente debe llevar todo muelle, y que constan de bitas o ganchos de escape anclados en la estructura del muelle, de los duques de alba de atraque o en duques de alba de amarre especiales.

En las figuras 48 y 49 tenemos otro tipo de puelle en el cual el - atraque lo reciben dos puntos rígidos constituidos por gaviones construi-- dos con una pared de tablestaca metálica y relleno interior de concreto, - que deberán estar cimentados en un terreno bastante resistente a poca - -

profundidad, pues en otra forma serían excesivamente costosos. La rigidez de esta estructura masiva hace que se requiera un sistema de defensas muy especial que absorba por si solo toda la energía de la embarcación, pues la carencia de este ha originado en algunos casos que lleguen al gavión cargas muy grandes que lo hacen fallar. En el caso de la figura se colocaron defensas de gravedad conectadas a pistones hidráulicos. En este tipo de estructuras atracan actualmente grandes barco-tanques.

En las figuras 50, 51 y 52 tenemos varias ilustraciones de una instalación muy original e ingeniosa utilizada para recibir barco-tanques de gran desplazamiento en un lugar en que la variación de mareas es muy grande. Cada uno de los muelles consiste de un pontoon de atraque guiado en su posición por columnas, conectado mediante armaduras trianguladas que tienen libertad de moverse verticalmente durante las variaciones de la marea, a defensas del tipo gravedad soportadas por duques de alba muy flexibles. La energía cinética del barco se absorbe por fricción entre el agua y el pontoon, fricción e incremento de energía potencial de las defensas de gravedad y energía potencial elástica al deformarse los duques de alba. Los duques de alba de amarre consisten de flotadores que deslizan durante las variaciones del nivel del agua alrededor de grandes tubos verticales hincados en el terreno la profundidad necesaria.

En la figura 53 aparece una instalación a donde llegan algunos de los barcos petroleros más grandes del mundo y con bastante frecuencia, por lo que fué necesario pensar en instalaciones adecuadas aprovechadas al máximo, construyendo muelles normales a la costa con bandas de atraque en ambos lados, pudiéndose en esta forma atracar dos barcos a la vez en cada muelle. Los duques de alba de atraque son gaviones de ta---

blestaca metálica unidos por pares mediante un cabezal de concreto obteniendo en esta forma un conjunto muy estable no obstante que se tenga en este lugar un gran calado necesario para grandes barco-tanques.

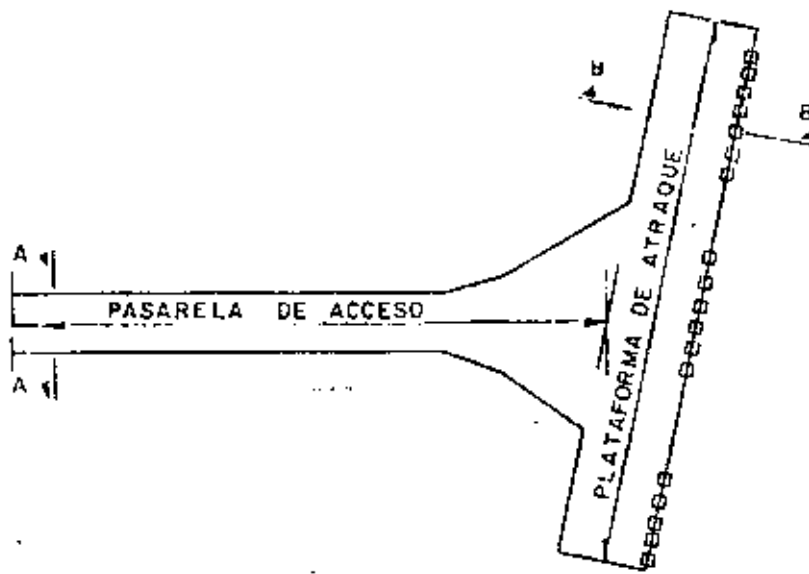
Se mencionarán a continuación algunas de las instalaciones para muelles, modernas o que han demostrado a través de los años tener buena efectividad.

Ha sido muy común mover las garzas para carga o descarga de productos petroleros mediante grúas instaladas en la plataforma de operación. En la actualidad se cuenta con un sistema de garzas operadas hidráulicamente, con lo cual se reduce el tiempo de operación y el personal necesario, ya que prácticamente solo se requiere de una persona operando los controles y otra que coloca la boca de la garza en su posición correcta. Estos tipos de garzas se utilizan para mover una gran variedad de productos e inclusive hechas con una aleación especial de aluminio para fluidos corrosivos.

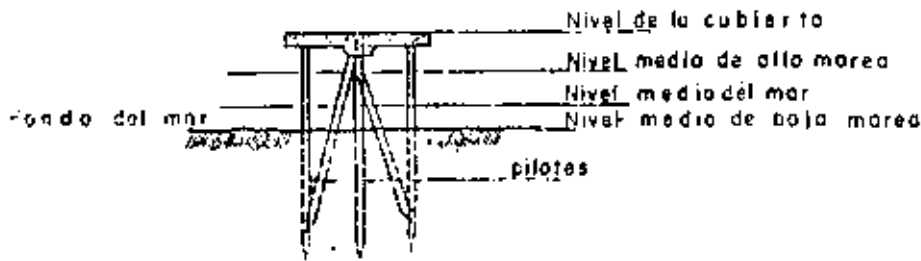
Es evidente la gran ventaja que se obtiene al proteger una estructura de atraque utilizando defensas, ya que siendo estas en general más deformables, absorben la mayor parte de la energía disminuyendo la fuerza de impacto. Los sistemas de defensas pueden ser tan efectivos y complicados o costosos como se quiera, no obstante algunos de ellos se han ido prefiriendo por su simplicidad o buen funcionamiento, tales como los indicados en las figuras 20, 21 y 22.

En cuanto a la forma de fijar las amarras en las plataformas de atraque o en los duques de alba de amarre, conviene mencionar la ventaja de bitas adaptadas con ganchos de desprendimiento rápido, evitándose en

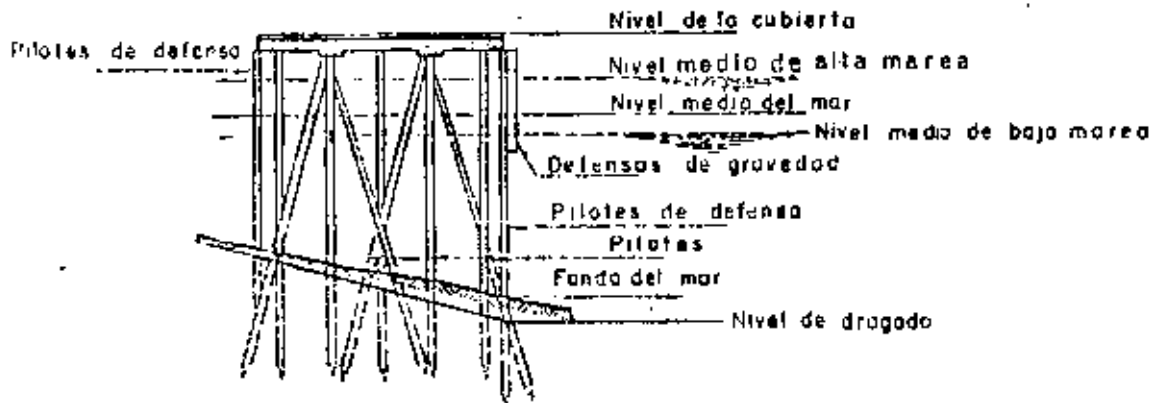
esta forma el traslado de los operarios hasta el lugar de fijación que en ocasiones es de difícil acceso, puesto que estos ganchos se pueden operar desde la embarcación.



P L A N T A



S E C C I O N A - A



S E C C I O N B - B

Fig. 40

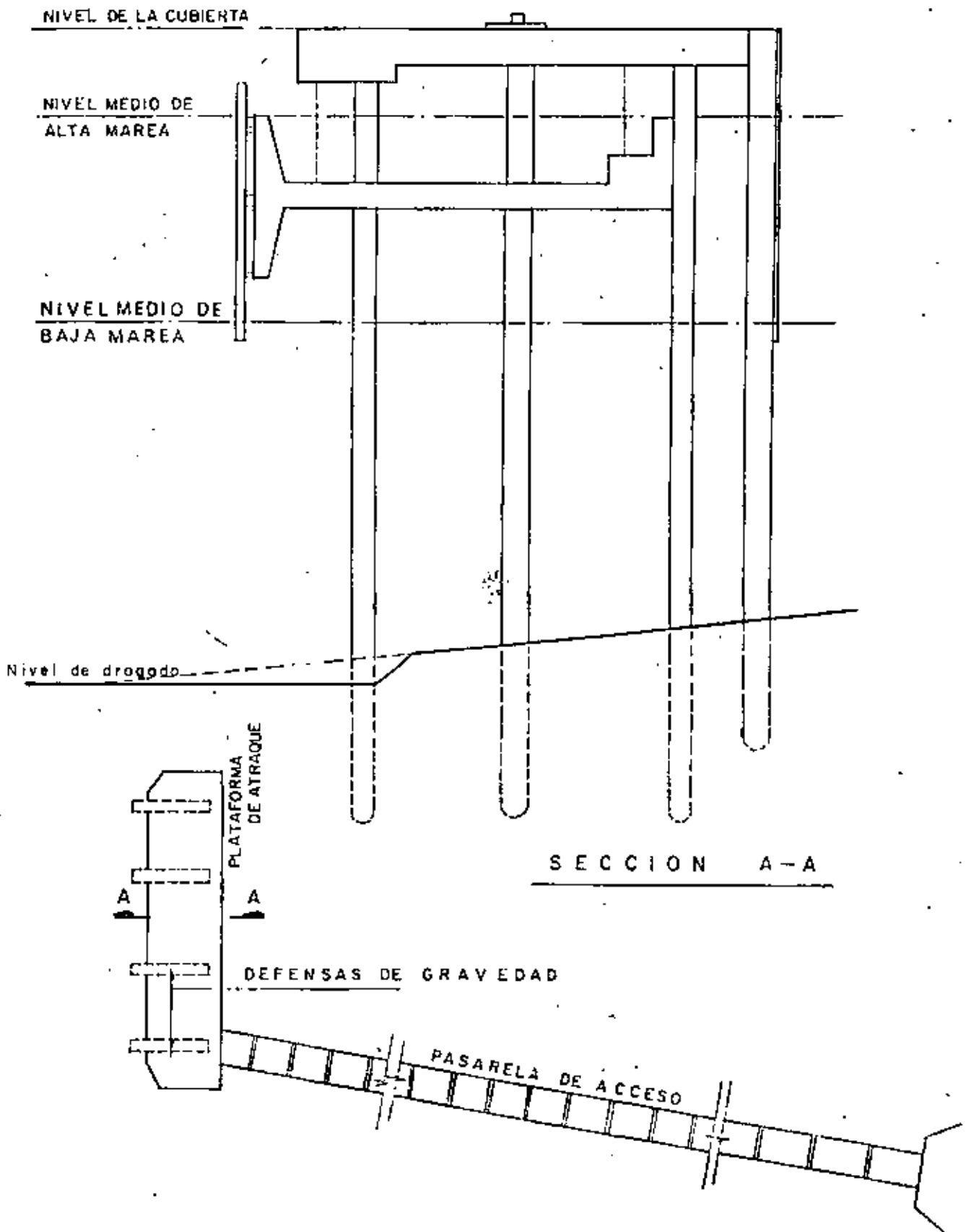


Fig. 41

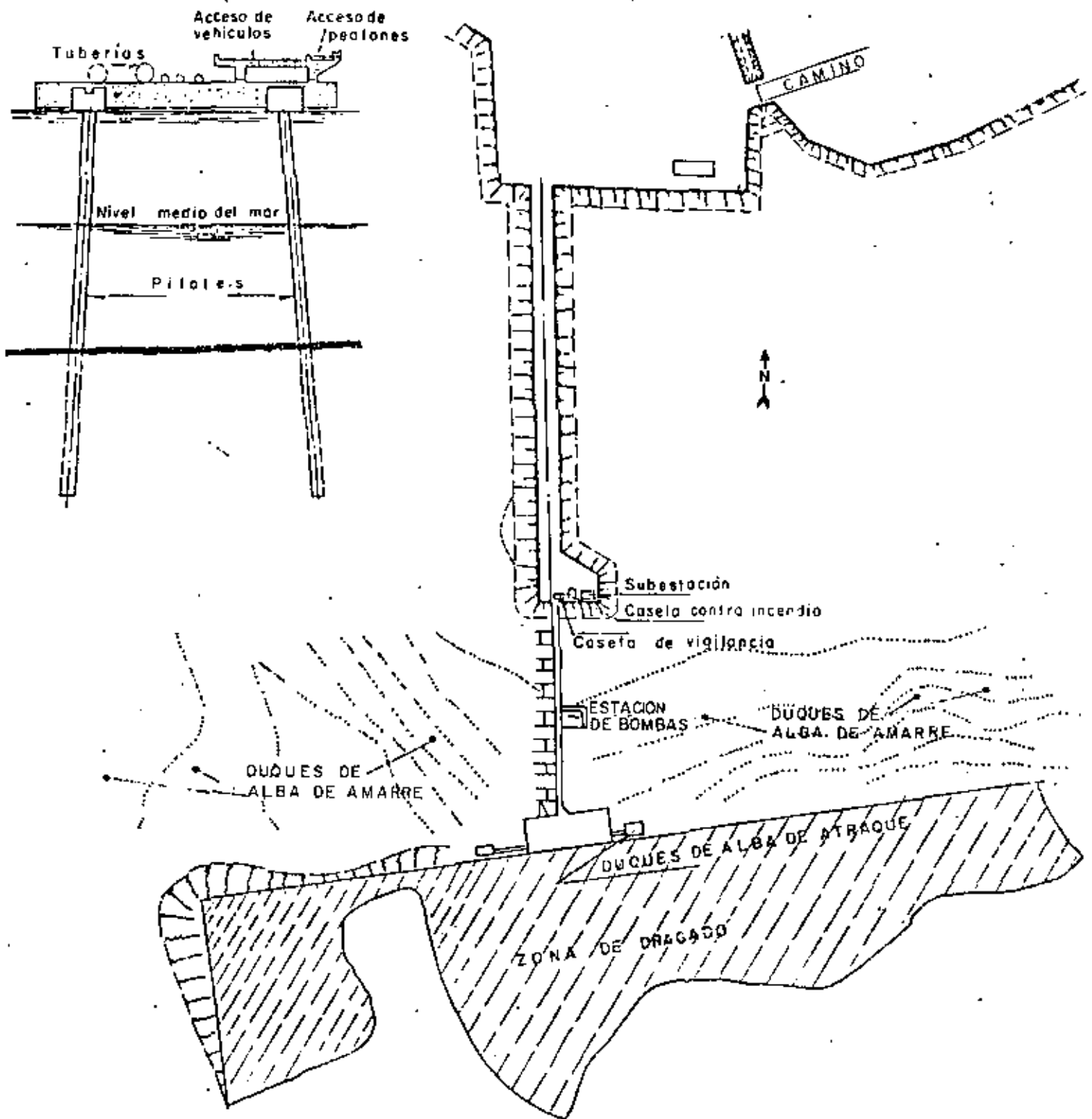


Fig. 42

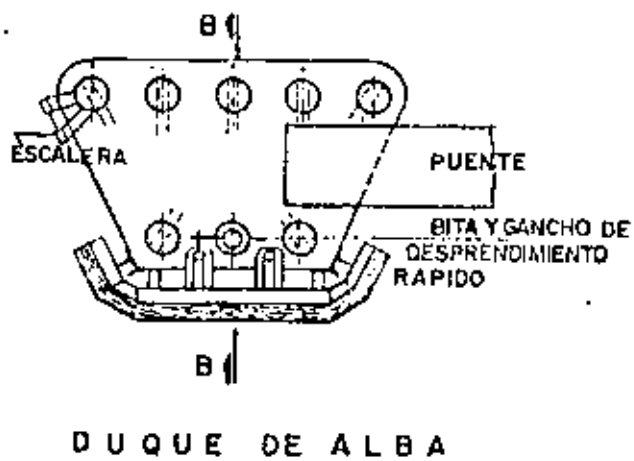
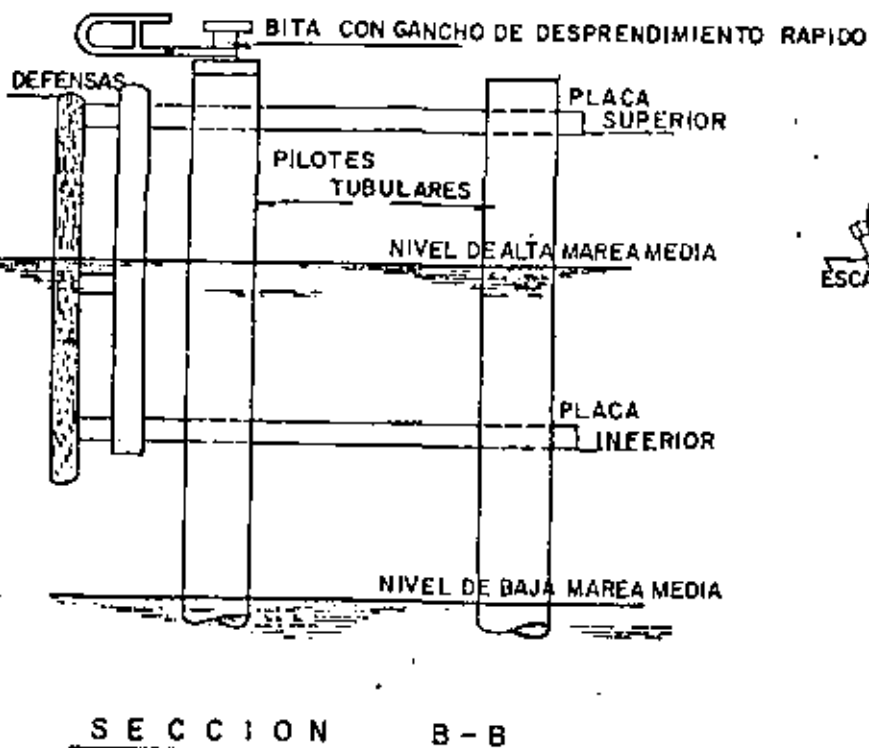
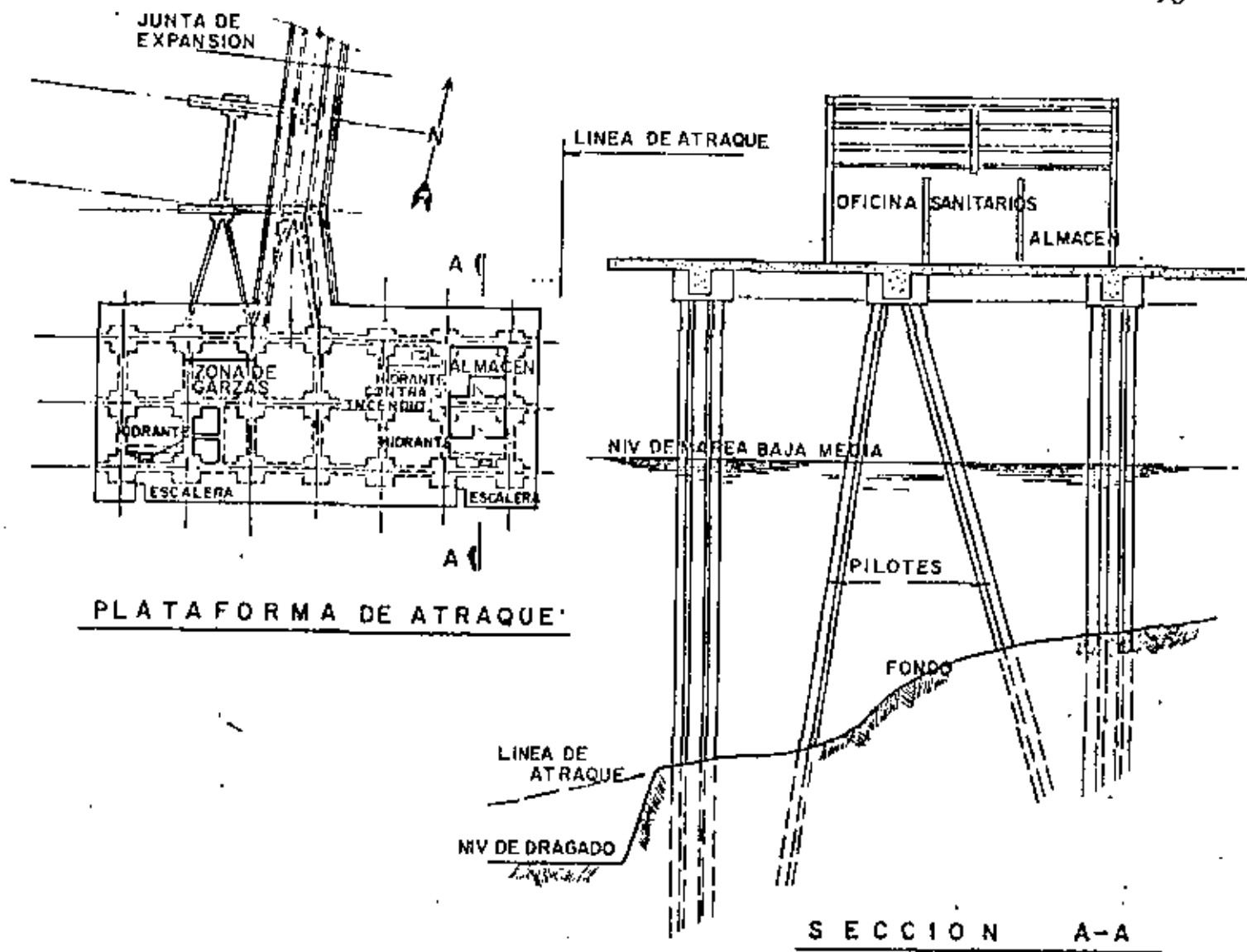


Fig. 43



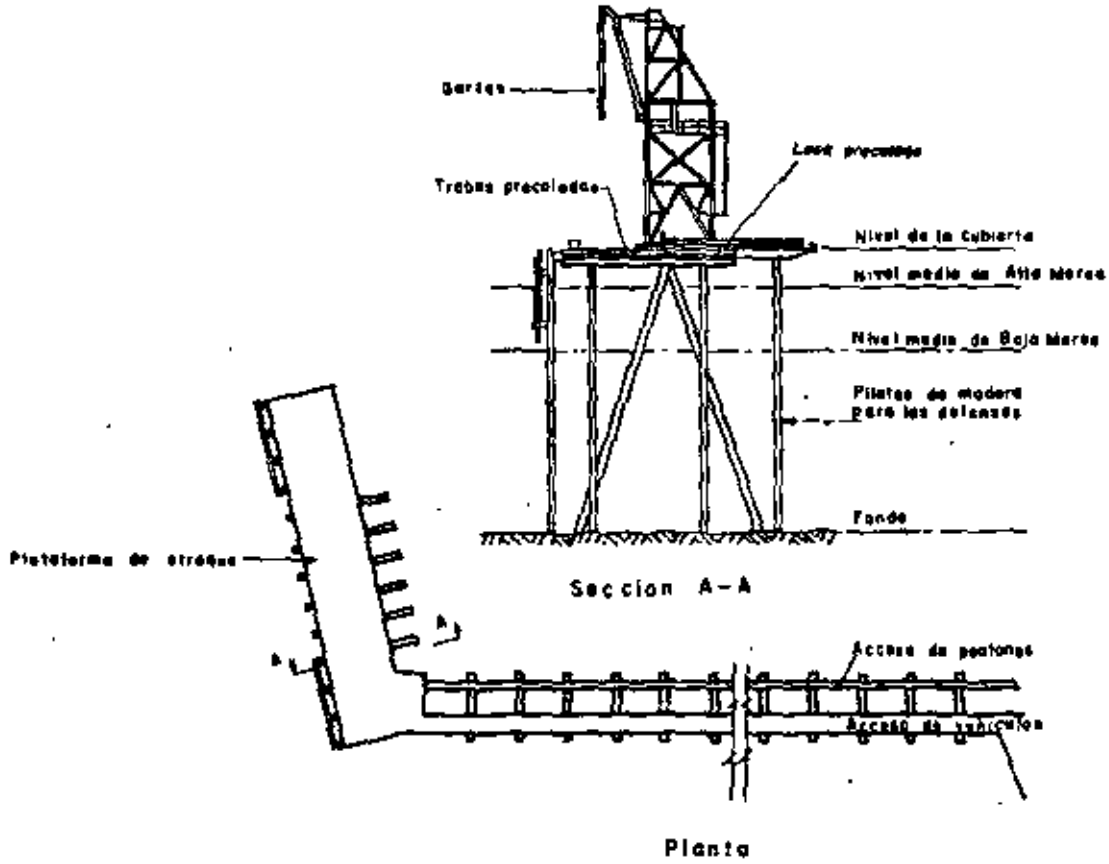


Fig. 44

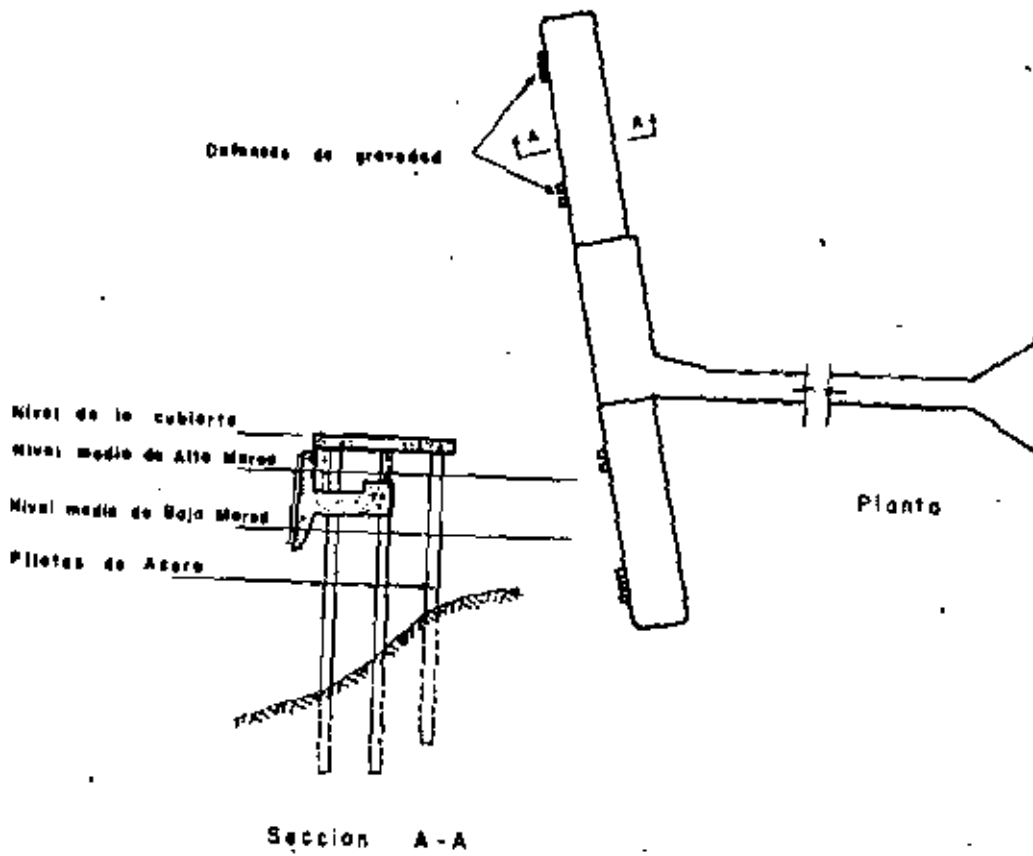


Fig. 45

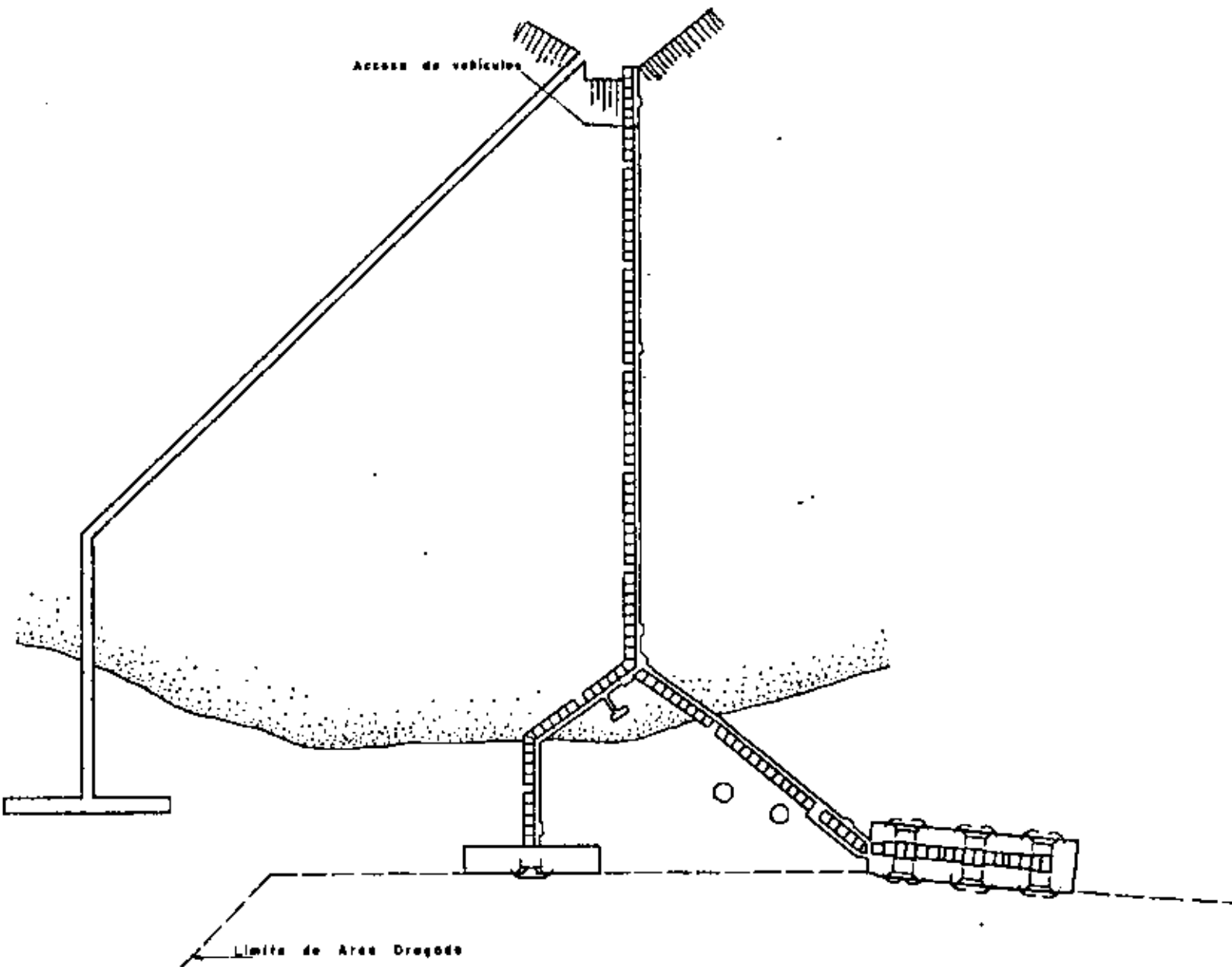


Fig. 46

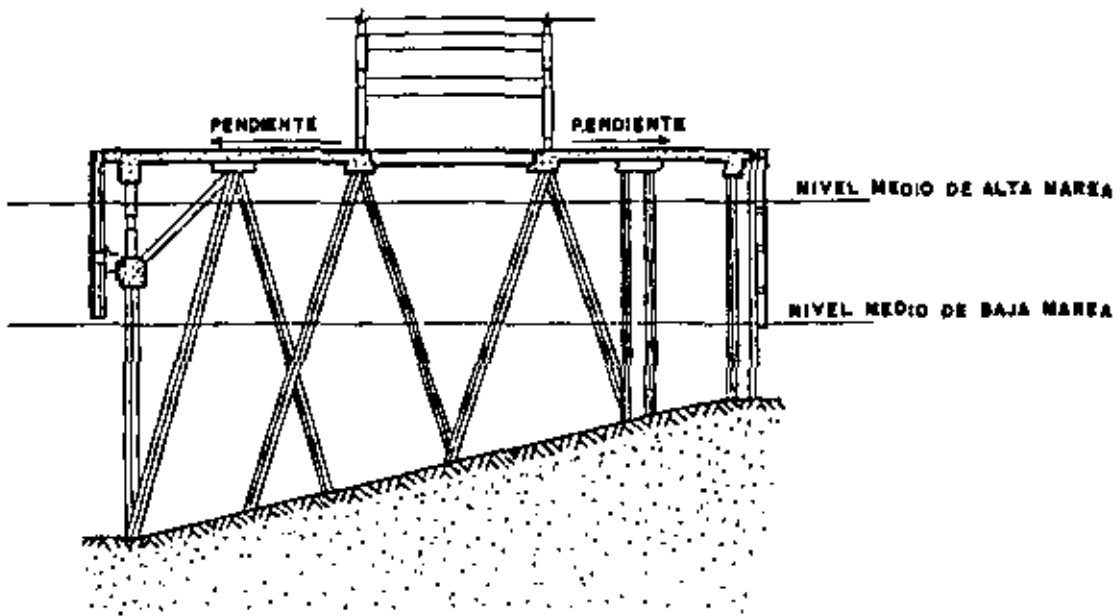
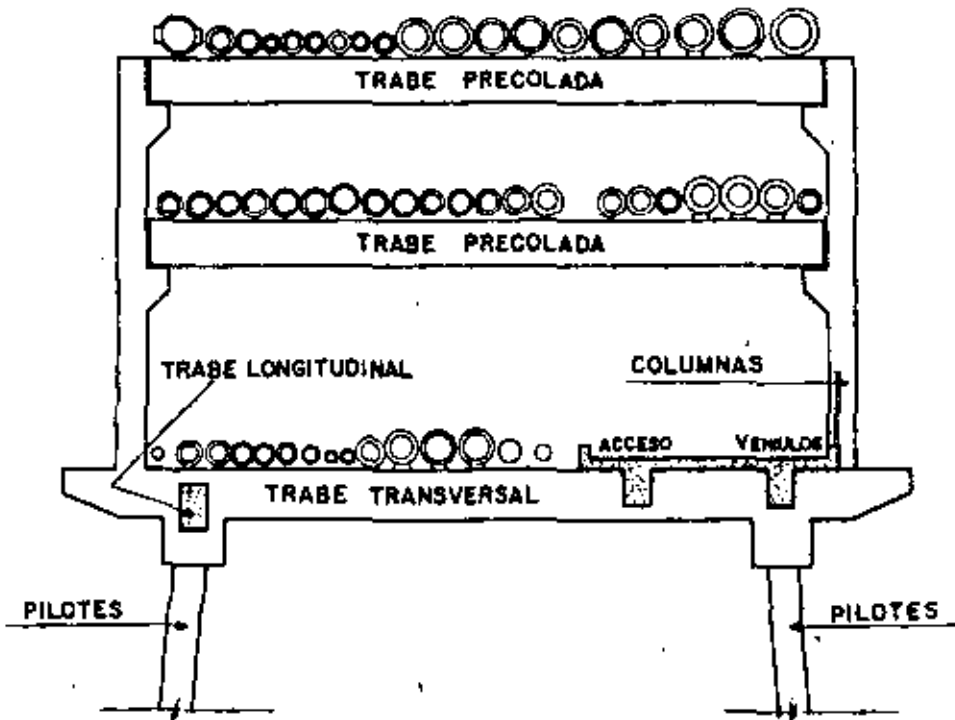


Fig. 47



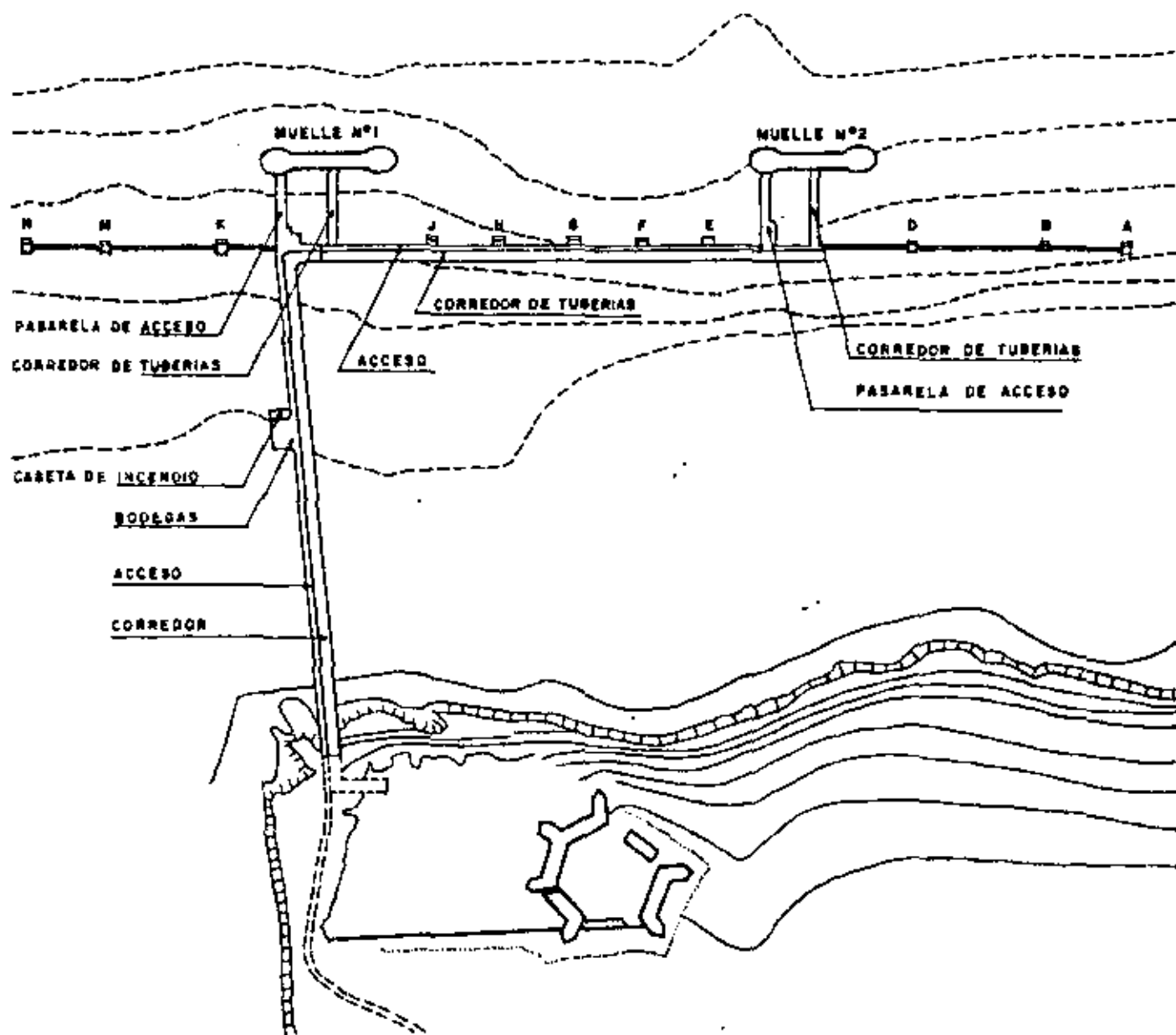
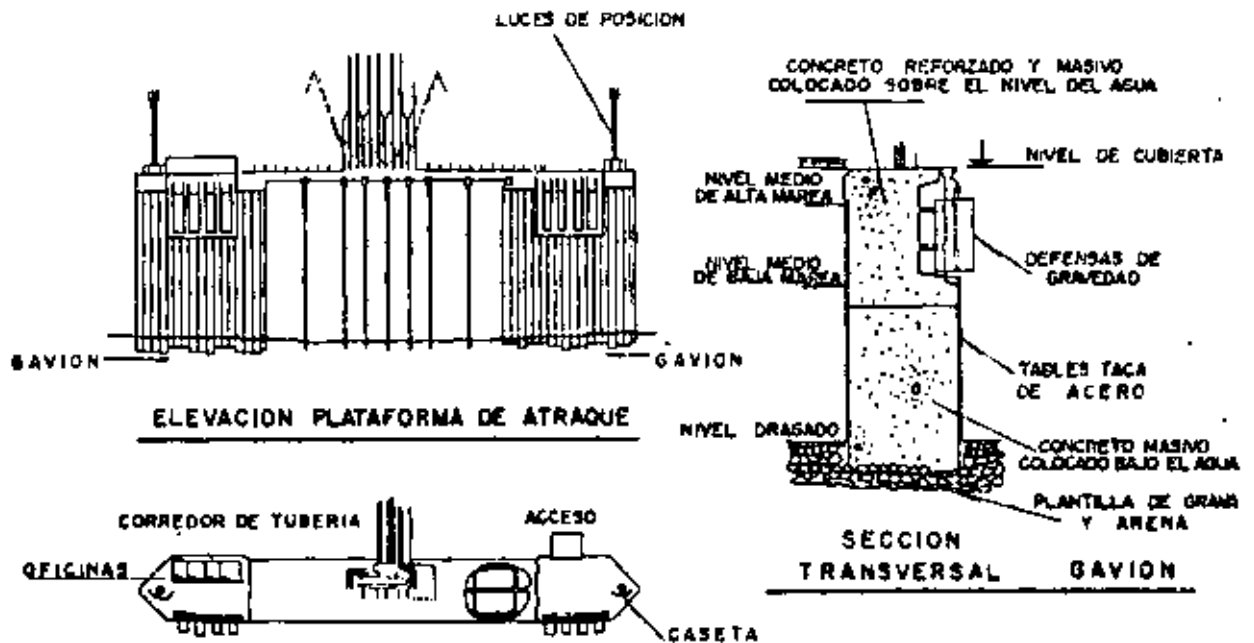


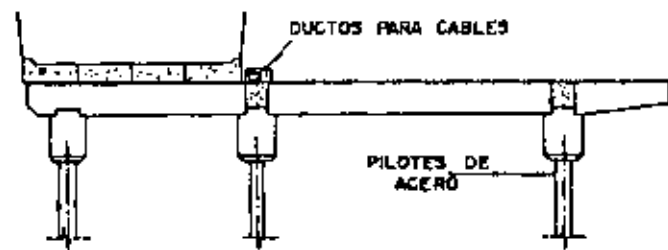
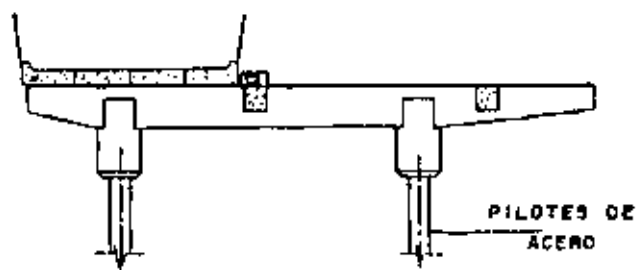
Fig. 48



ELEVACION PLATAFORMA DE ATRAQUE

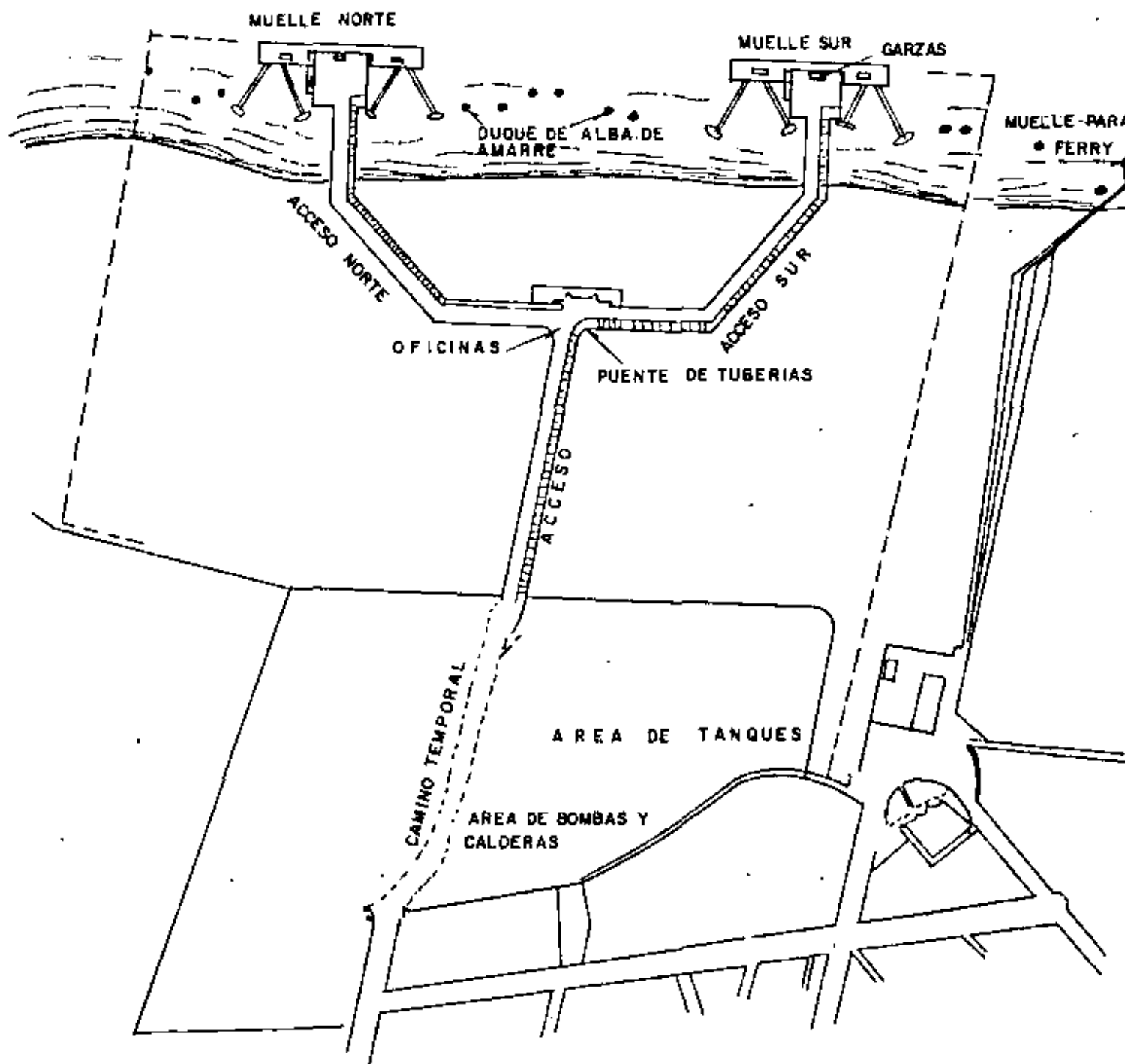


PLANTA PLATAFORMA DE ATRAQUE



SECCION TRANSVERSAL DE ACCESOS

Fig.49



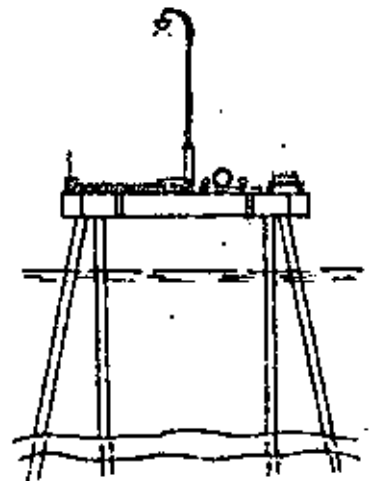
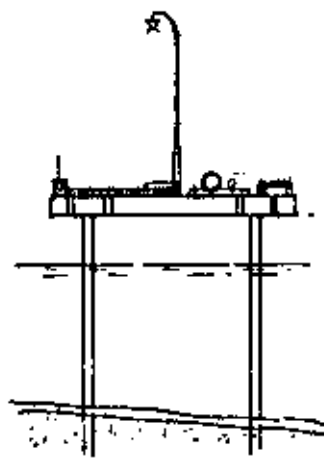
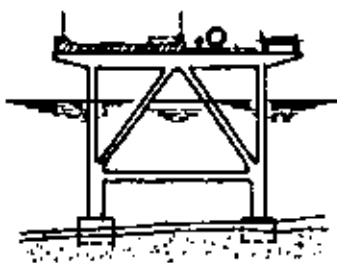
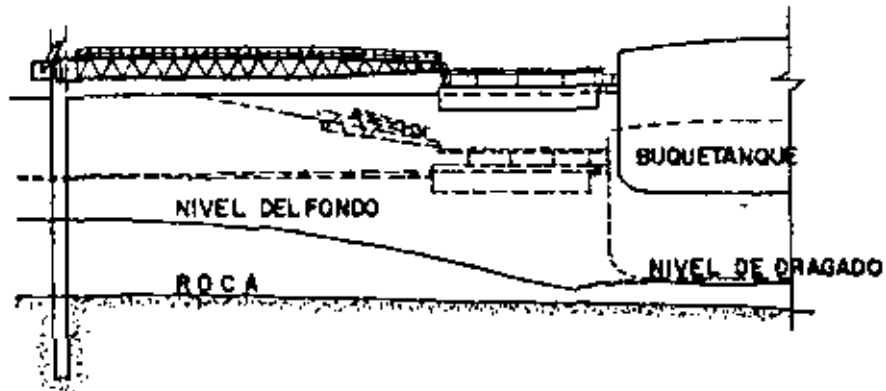
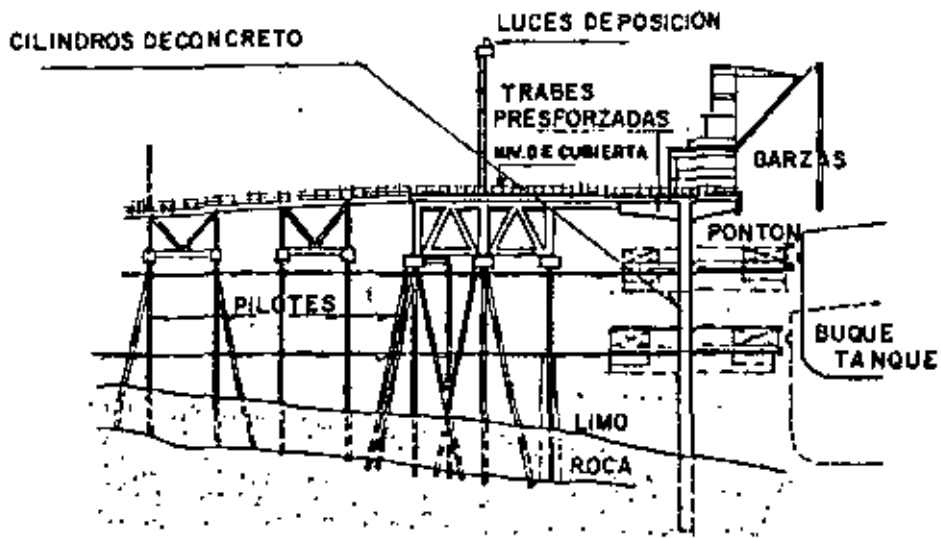
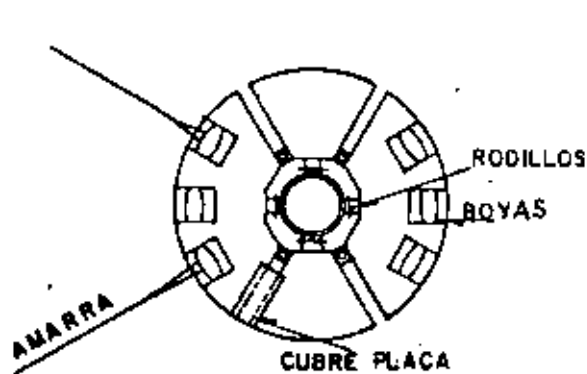
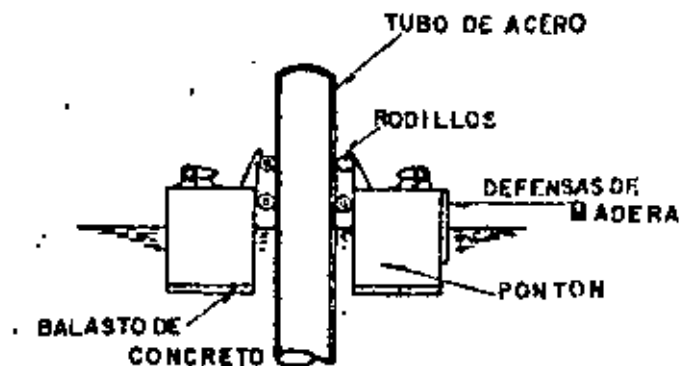


Fig. 51



PLANTA



ELEVACION

Fig. 52

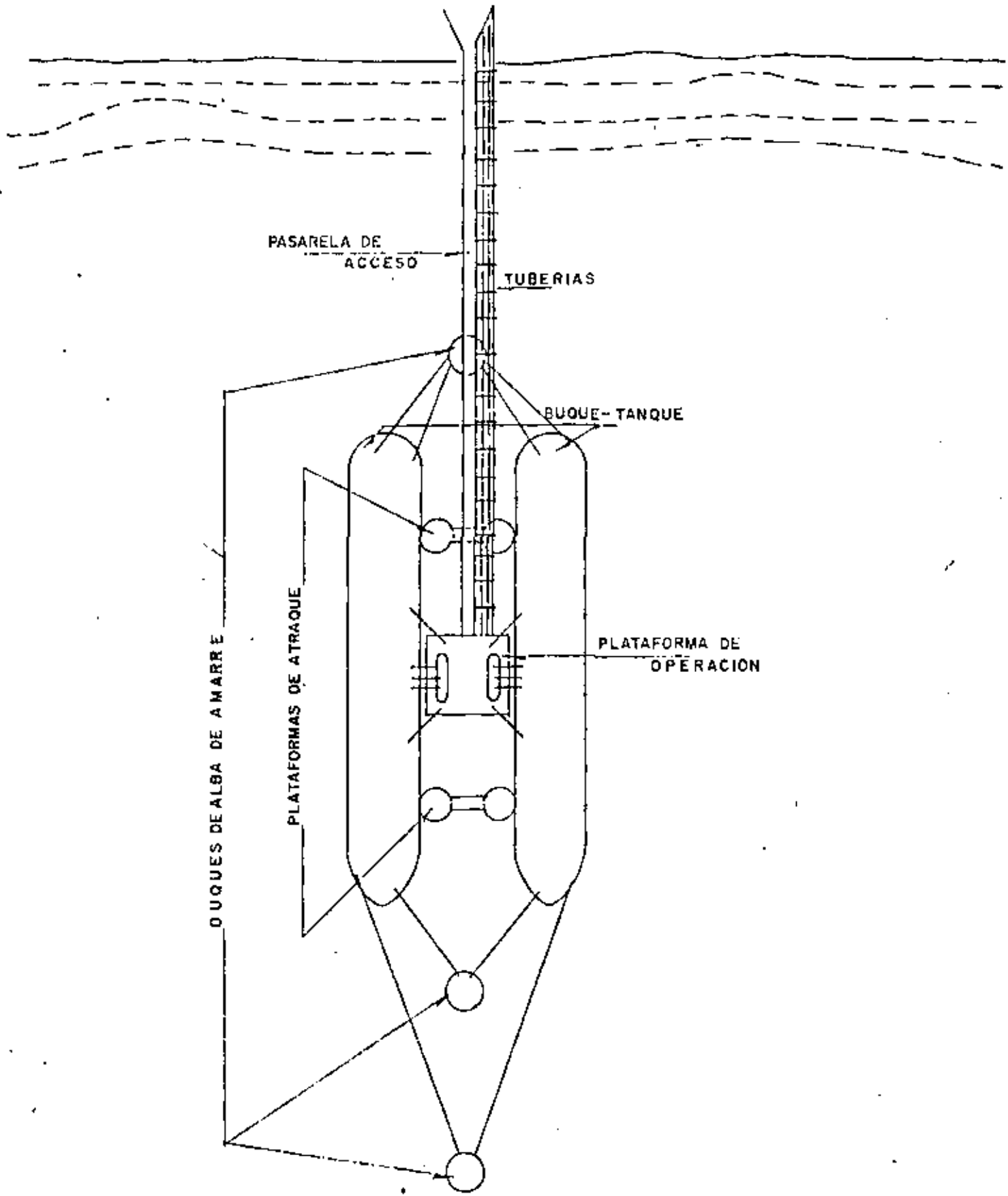


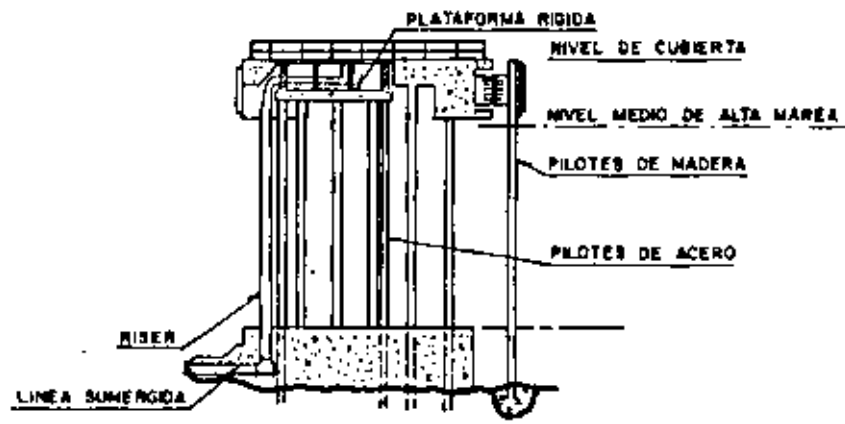
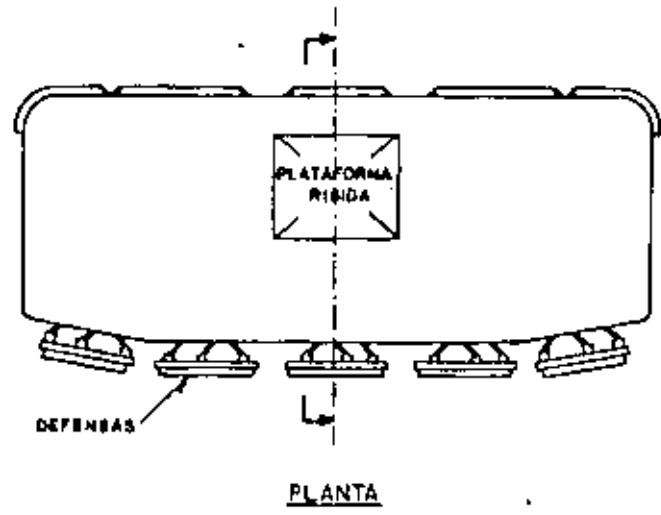
Fig. 53

MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA ALEJADAS DE LA COSTA

Cuando no se cuenta con muelles o dársenas de maniobras tales que permitan atracar los barcos cerca de la costa, será necesario tener instalaciones alejadas que permitan cargar o descargar los productos -- conducidos con las tuberías adecuadas.

Dentro de estas podemos incluir el duque de alba aislado mostrado en la figura 54, constituido de una plataforma fija protegida con un sistema de defensas muy efectivo, cuyas ventajas ya antes mencionamos.

Muy recientemente se ha comenzado a utilizar el tipo de boya de atraque anclada para impedir movimientos en cualquier dirección mostrada en la fig. 56, en sustitución a la operación de lograr la fijación del barco mediante varias anclas y boyas (fig. 55), cargándolo o descargando con una tubería que flota y cuyo extremo se indica, haciendo uso de otra boya. Este tipo de boya tiene varias ventajas: su instalación y mantenimiento son muy simples y económicos, permite al barco girar alrededor acomodándose en la posición más conveniente y trabajar en condiciones del tiempo imposibles para hacerlo con cualquier otra instalación, puede moverse fácilmente y cambiarse a otro lugar que se considere más conveniente, etc. En la figura 57 se presentan algunos detalles de la boya de atraque IMODCO.



SECCION TRANSVERSAL

Fig. 54

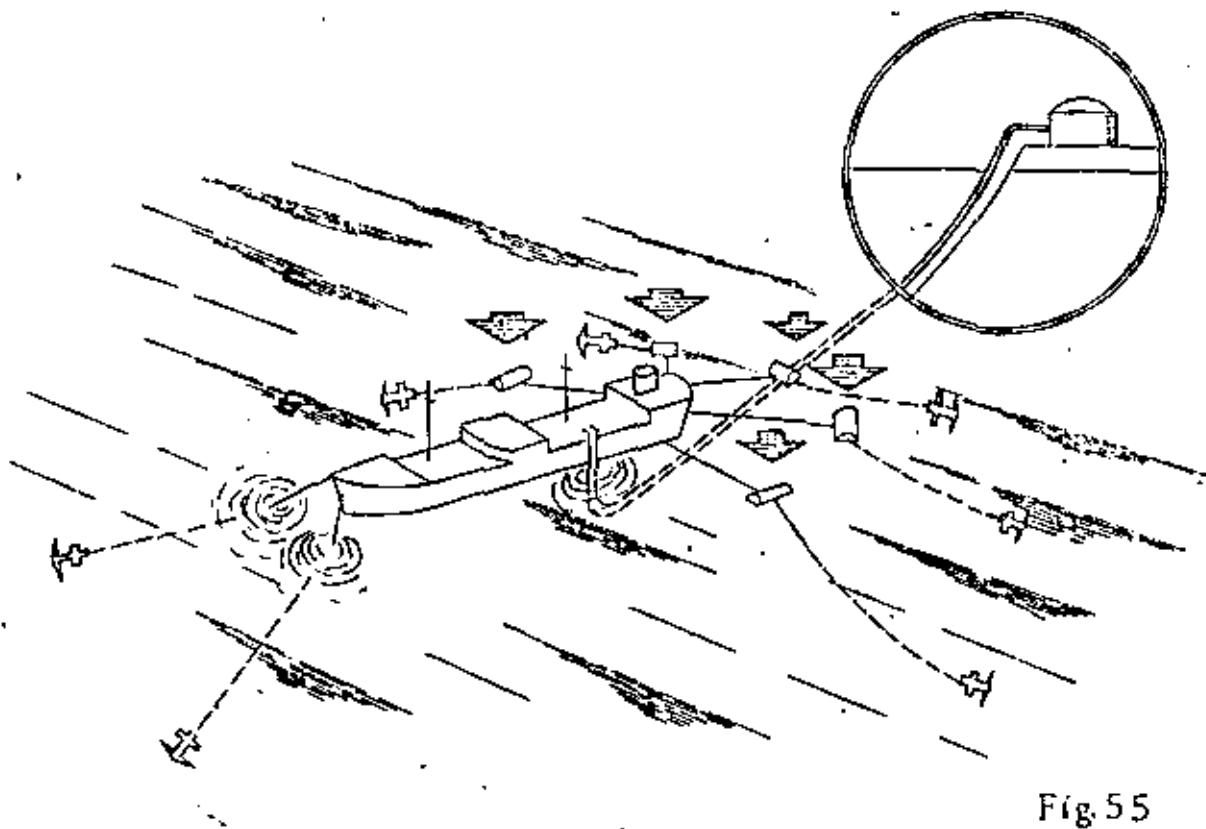


Fig. 55

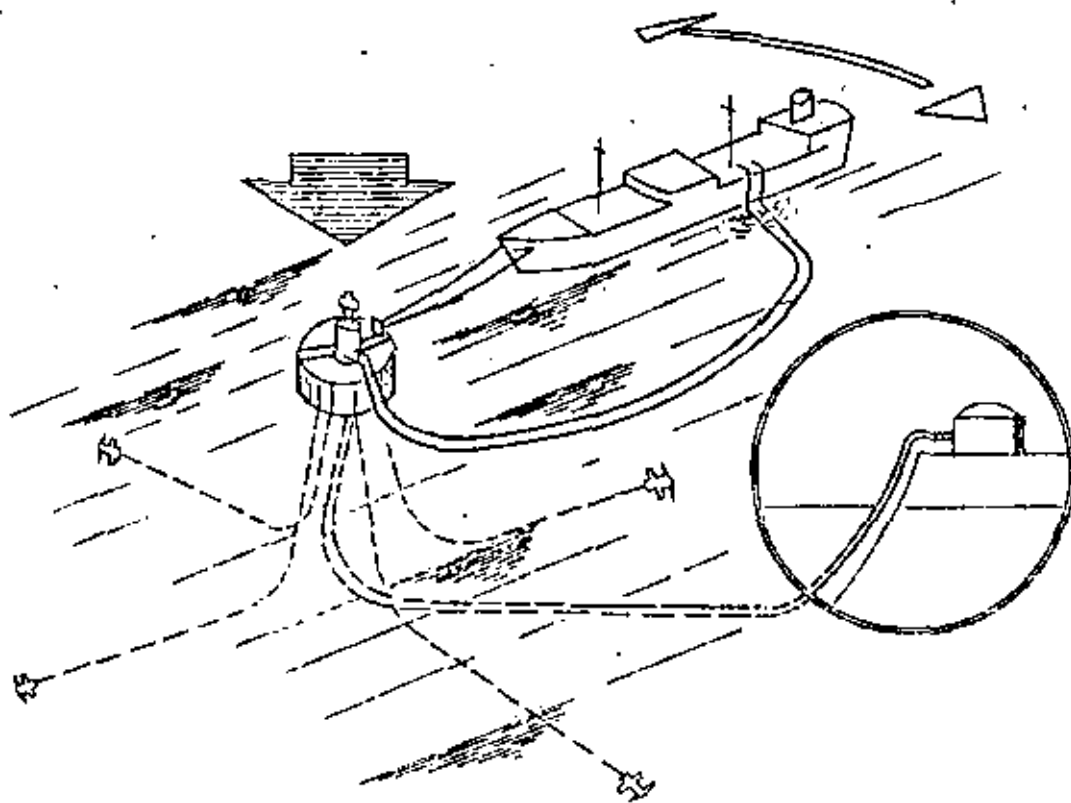


Fig. 56

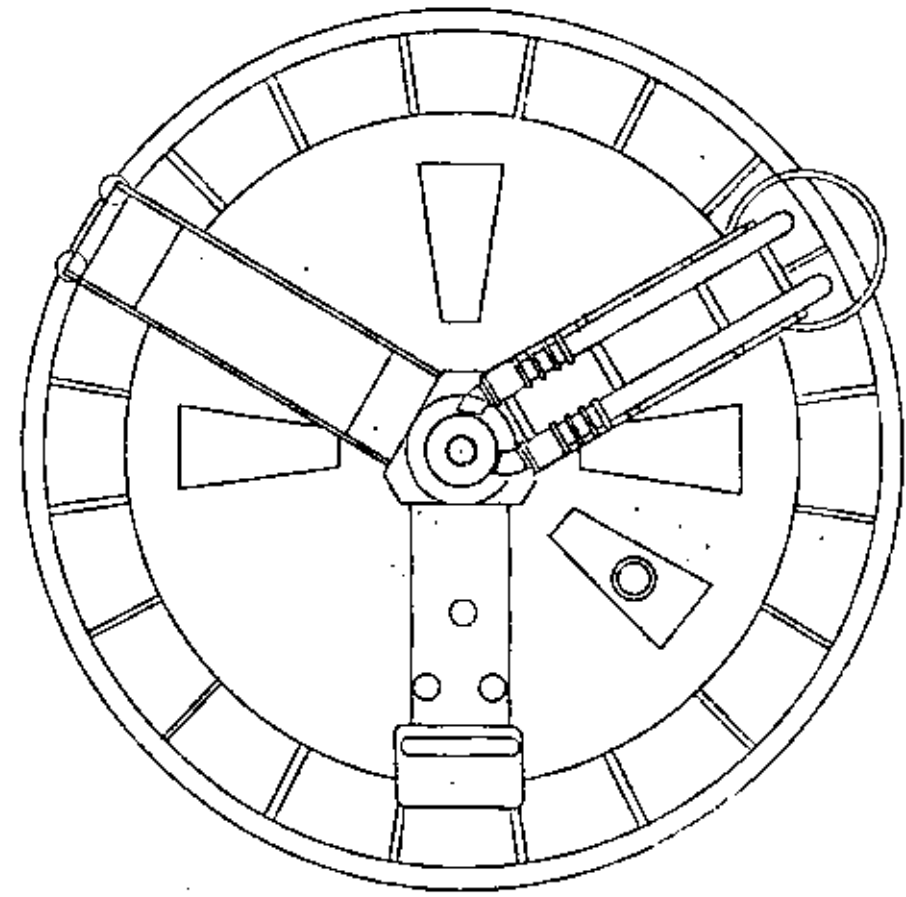
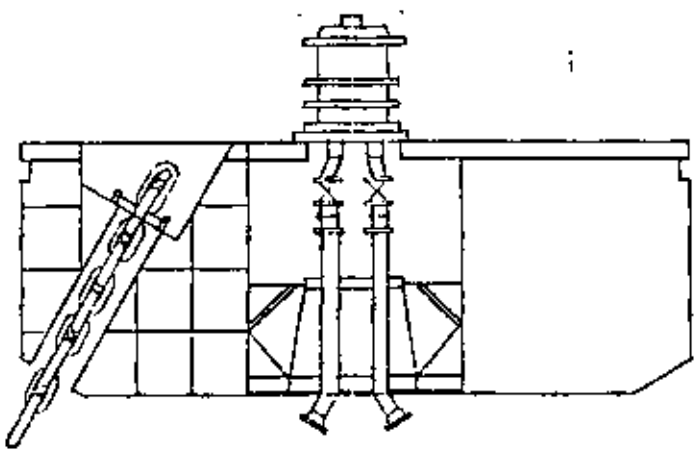
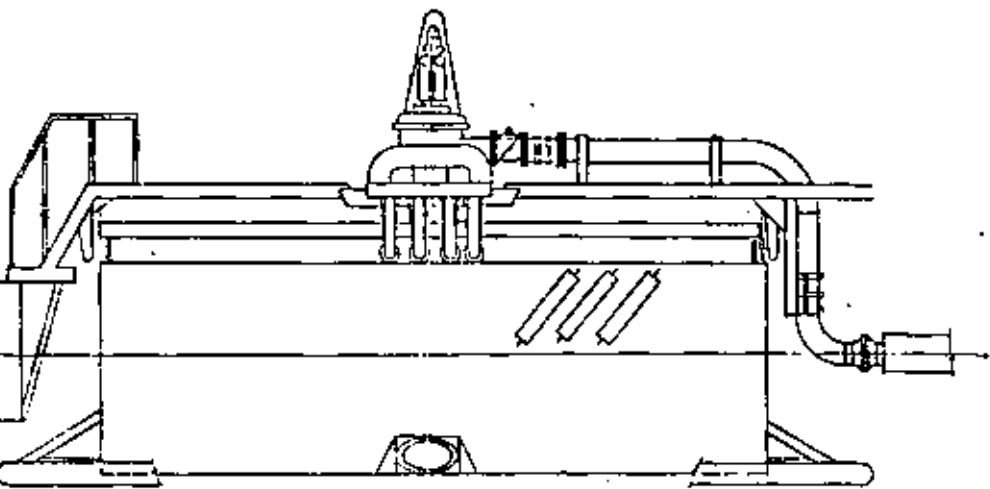


Fig. 57

ROMPEOLAS O ESCOLLERAS

Un rompeolas es una estructura construida con el propósito de formar un puerto artificial que nos proporcione una dársena de maniobras suficiente para llevar a cabo con seguridad las maniobras de las embarcaciones durante su acomodo en el puerto.

En ocasiones el rompeolas no forma en sí el puerto, sino que tan solo protege la entrada, en tal forma de que los barcos escapen de la violencia de fuertes tormentas, durante la entrada o cuando se espera turno para recibir órdenes de entrar a diques.

Cabe mencionar que un dique constituye también una dársena de maniobras para las embarcaciones, pero se construye a base de dragar tierra adentro y lograr la estabilidad de taludes con estructuras generalmente masivas, con una esclusa para la entrada y salida de las embarcaciones.

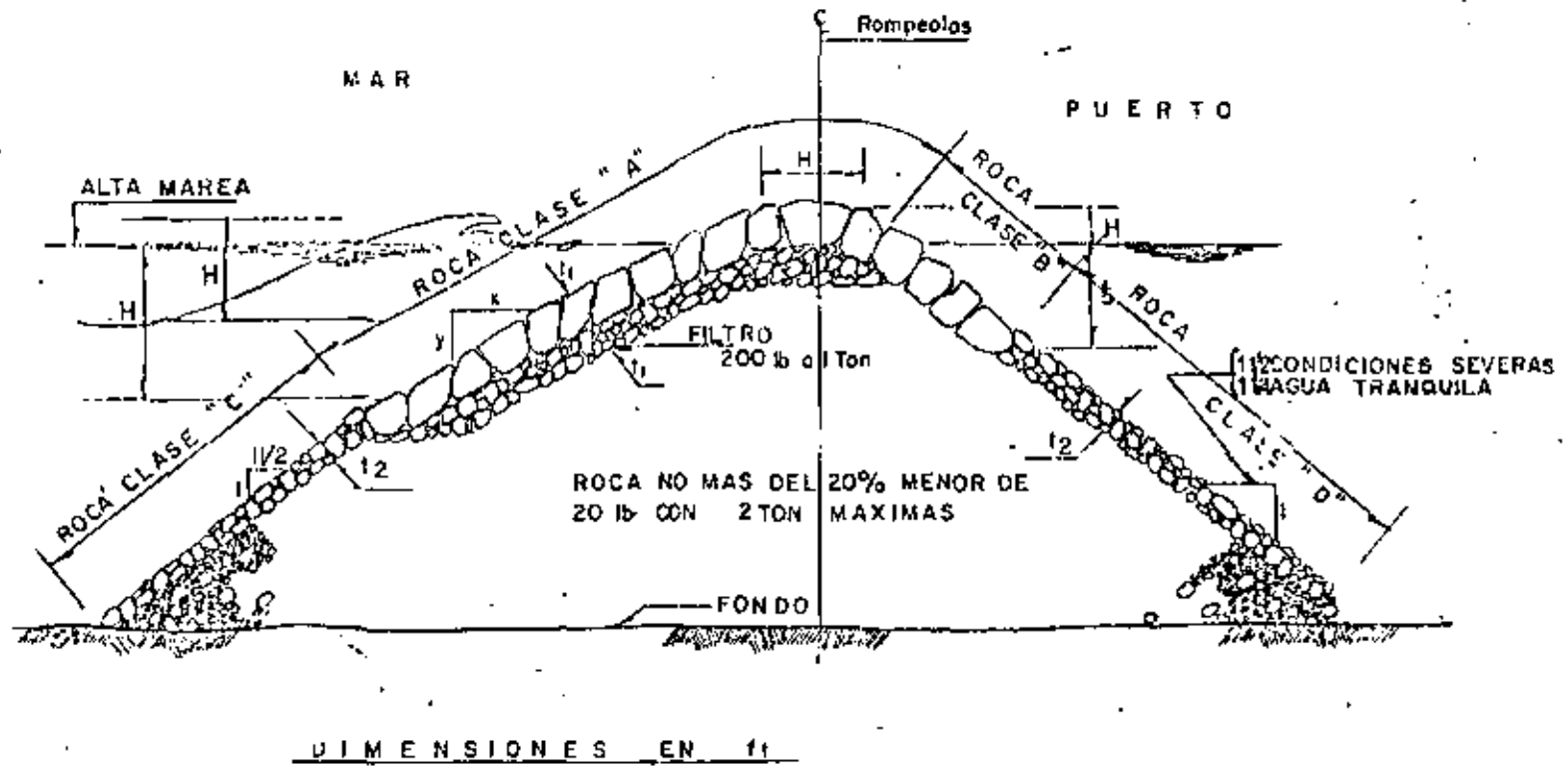
Muchos tipos de rompeolas se han construido en todo el mundo, pero un 95% de ellos han sido a base de roca natural, concreto o una combinación de ambos, teniéndose terraplenes de: roca natural, bloques de concreto, combinación de roca y bloques de concreto y tetrapodos de concreto o elementos semejantes; o bien muros a base de: bloques de concreto, gaviones de concreto, celdas de tablestaca y con paredes de tablestaca de concreto o acero.

La mayoría de los rompeolas proporcionan protección, pero en ocasiones se construyen con el propósito de servir además como parte del muelle o de apoyo para un camino.

Puesto que el propósito principal de los rompeolas es proporcio-

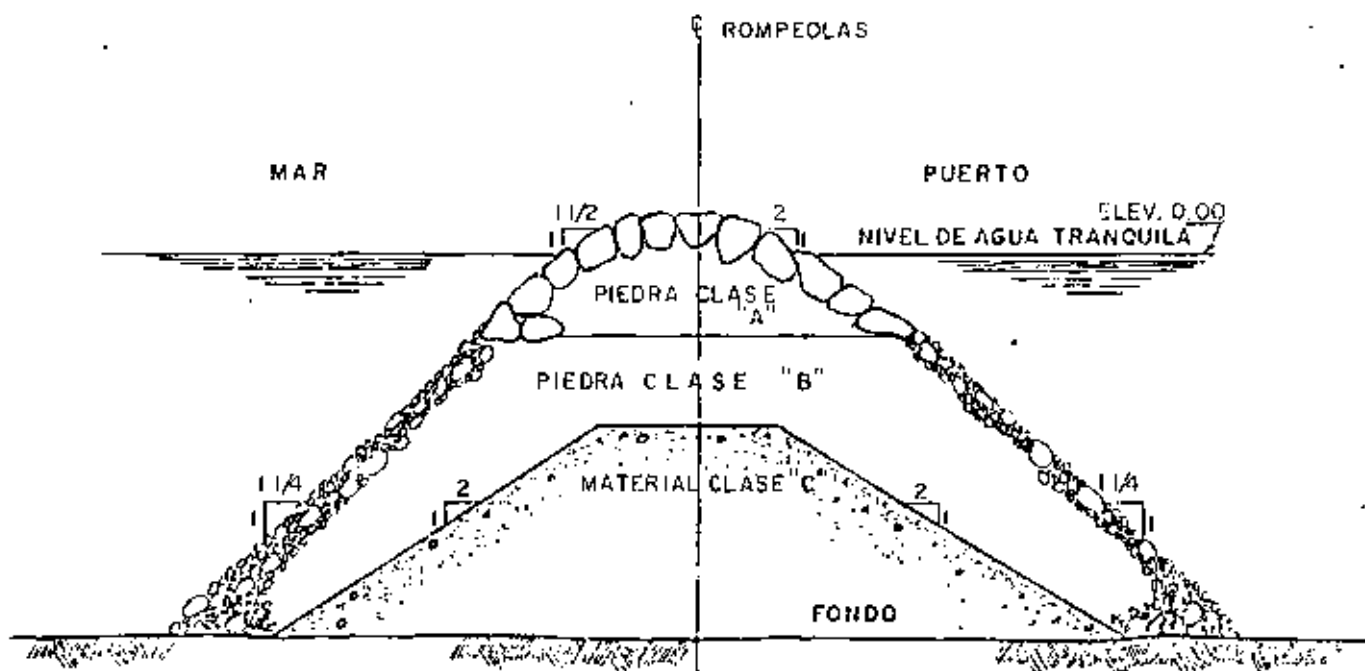
nar protección contra el olcaje, es obvio que los efectos del este son de primordial importancia para el análisis, no obstante, para referirnos a dicho tema, tenemos que recurrir a un curso de Hidráulica Marítima tal como el de la Ref.13. Otros factores también importantes para el diseño del rompeolas son la profundidad del agua y las características del fondo que debe tomar al final, la acción de las olas sobre la estructura construída para absorber la energía de éstas. Puesto que la mayoría de los rompeolas son estructuras de gravedad, su estabilidad depende del peso. Consideraciones prácticas limitan la altura del rompeolas con una profundidad de 18M bajo el nivel medio del mar, y cuando la profundidad es mayor, el apoyo se hace sobre un relleno de roca abajo de este nivel, lo cual en terreno suave es muy costoso puesto que en ocasiones se requiere un volúmen de material casi igual al del rompeolas en sí.

En las figuras 59 y 60 se presentan dos tipos de rompeolas cuyo uso ha sido muy común principalmente en el Continente Americano.



ALTURA DE OLA H	PENDIENTE		R		O		C		A
			CLASE "A"	t ₁	CLASE "B"	t ₂	CLASE "C"	CLASE "D"	
	X	Y	TAMAÑO-TON		TAMAÑO-TON		TAMAÑO-TON	TAMAÑO-TON	
1 - 5	1 1/2	1	2	3	2	3	2	2	
6 - 10	2	1	4	4	4	4	2-4	2	
11 - 15	2 1/2	1	7	5	5	4	2-6	2-4	
16 - 20	3	1	16	6	10	5	2-8	2-6	
21 - 25	3 1/2	1	23	7	15	6	2-10	2-6	

Fig. 59



PIEDRA CLASE "A" — SE SELECCIONA DE LA CANTERA CON PIEZAS NO MENORES DE 1TON. Y AL MENOS EL 95% EN PESO DE 10 TON. 6 MAS CADA UNA

PIEDRA CLASE "B" — DE CANTERA CON NO MAS DEL 25% EN PESO DE PIEZAS MENORES DE 20 lb. Y NO MENOS DEL 40% DE PIEZAS DE 1TON. O MAS.

MATERIAL CLASE "C" — ES UN RESIDUO DE CANTERA O MATERIAL DE DRAGADO.

Fig. 60

La construcción de plataformas marítimas y de amarraderos en el mar, trae como consecuencia la necesidad de tender tuberías de conducción submarinas de comunicación a tierra.

El cruzamiento de ríos y lagos por líneas de conducción terrestres, trae como consecuencia el tendido de tuberías subfluviales y sublacustres.

Los procedimientos de construcción o tendido son similares en ambos casos, dependiendo principalmente del tipo y diámetro de la línea de conducción y de la profundidad de tendido. A continuación mencionaremos algunos de los procedimientos que se han seguido en México:

El procedimiento posiblemente más económico, es colocando flotadores en tal forma que la tubería pueda arrastrarse flotando cerca de la superficie del agua. Dicho procedimiento es más bien aplicable a casos de aguas tranquilas y poco profundas como lo son los cruzamientos de ríos. Para grandes diámetros de tubería y aguas profundas es prácticamente imposible seguir este camino.

En ocasiones la tubería se arrastra por el fondo del mar evitando en gran parte los efectos de oleaje y corrientes (Fig. 61), pero teniéndose el peligro de que las condiciones del terreno impidan en un momento dado el arrastre o produzcan graves daños. En el caso de líneas de corta longitud tendidas cerca de la playa se puede lograr buen éxito no obstante que el diámetro sea grande y las condiciones del tiempo severas, si se tiene mucho cuidado en emparejar el terreno de la rampa de lanzamiento y en controlar la intensidad del jalón sobre la tubería arrastrada tan solo una distancia igual a su corta longitud.

En otros casos las lingadas previamente construidas se colocan en el fondo, levantándose posteriormente los extremos para soldarse (Fig.62), pero existe el peligro de que al utilizar este procedimiento al tender tuberías de gran diámetro en aguas profundas, se induzcan curvaturas tales que produzcan el pandeo o estrangulamiento en algunas secciones.

Quizás el procedimiento más efectivo para tender tuberías sobre todo si el diámetro es grande (de 12" en adelante), y se tiene aguas muy profundas (de 30m. en adelante), es mediante un chalán de tendido con una rampa de deslizamiento (stinger) que se va desplazando haciendo uso de los winches y las anclas, con lo cual se puede tener un buen control de curvaturas (Fig.63). Un lanchón especial va suministrando la tubería, que se transporta al chalán de tendido mediante una grúa montada sobre el mismo; y a medida que se va lanzando se lleva a cabo la operación de soldar. En la mayoría de los casos mediante un dispositivo especial se aplica en el chalán tensión a la tubería para disminuir las curvaturas en ésta. La embarcación se debe fijar mediante varias anclas tal y como se indica en la Fig.64.

Los recubrimientos que lleva la tubería son para tres propósitos: 1) protección exterior; 2) protección interior, y 3) lastre. El recubrimiento exterior se usa junto con el sistema de protección catódica para prevenir corrosión y es en general un material asfáltico igual que el usado para líneas en tierra. El recubrimiento interior se usa generalmente cuando el producto a ser transportado es corrosivo o bien para reducir la rugosidad del tubo. El lastre generalmente consiste de un recubrimiento de concreto para darle a la línea el peso requerido, en tal forma de vencer la flotación más fuerzas de arrastre horizontal y vertical debidas a

corrientes y a la acción de tormentas, y suficientemente ligera para evitar que se hunda en el terreno del fondo. Es bastante frecuente proporcionar el recubrimiento para darle a la línea una densidad relativa neta de 1.3.

Experimentalmente se ha comprobado que los efectos del oleaje se transmiten hasta una profundidad de aproximadamente la mitad de la longitud de la ola. Puesto que la longitud de las olas de huracán alcanzan hasta 300 m., el efecto del oleaje puede actuar en profundidades hasta de 150 m.

Las líneas bajo el agua pueden protegerse contra corrientes y oleaje ya sea enterrándolas en el fondo con un recubrimiento mínimo de terreno de 3 ft., o mediante anclas fijas en el terreno.

Como primer paso para un proyecto de este tipo se deberá hacer un levantamiento topohidrográfico de la zona en que se piensa llevar a cabo el lanzamiento, eligiéndose una localización en tal forma que el terreno del fondo sea lo más regular posible, y de inmediato se obtendrán muestras del terreno en la localización elegida. En cuanto a las mareas, corrientes y oleajes, se podrán obtener mediante mediciones directas en el lugar, datos estadísticos y modelos matemáticos o de laboratorio.

Los esfuerzos debidos a flexión durante la construcción son el factor más importante para diseñar una línea de conducción que funcione bajo el agua.

Tres tipos de fallas pueden presentarse en la línea durante la construcción:

- 1) Pandeo o debilitamiento del tubo
- 2) Desprendimiento del recubrimiento de concreto debido a flexión

3) Agrietamiento excesivo del recubrimiento de concreto.

En todos los casos la tercera-condición se presenta primero, por lo que puede decirse que si se evita un agrietamiento excesivo del recubrimiento de concreto los otros dos tipos de fallas quedan eliminadas, además es importante para la estabilidad de la línea ya colocada que el contrapeso de concreto permanezca intacto para que el tubo conserve su alineamiento y profundidad de diseño.

Adoptando la convención:

M - Momento flexionante en la sección Kg-cm

σ - Esfuerzo en la fibra más alejada, Kg/cm²

R - Radio de curvatura, cm.

E - Módulo de elasticidad, Kg/cm²

r - Distancia del eje neutro a la fibra más alejado, cm.

I - Momento de inercia de la sección transversal, cm⁴

entonces,

$$\sigma = \frac{M}{I} r \quad \therefore \quad M = \frac{\sigma I}{r}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{M}{EI} = \frac{\sigma}{Er}$$

$$\sigma = \frac{Er}{R} < \sigma_{perm.} \quad (19)$$

Es conveniente en cada caso revisar que los esfuerzos no alcancen valores capaces de producir una falla de inestabilidad elástica o estrangulamiento del tubo debido a excesiva curvatura que produzca un esfuerzo mayor que el crítico:

$$\sigma_{cr} = 1.3 \frac{E h}{\sqrt{3(1-\mu^2)}} \quad (20)$$

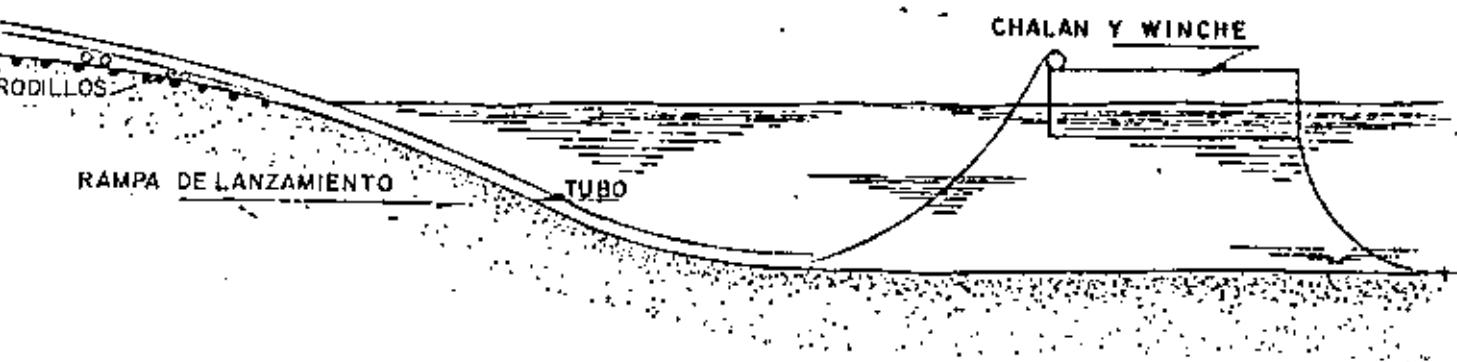


Fig. 61

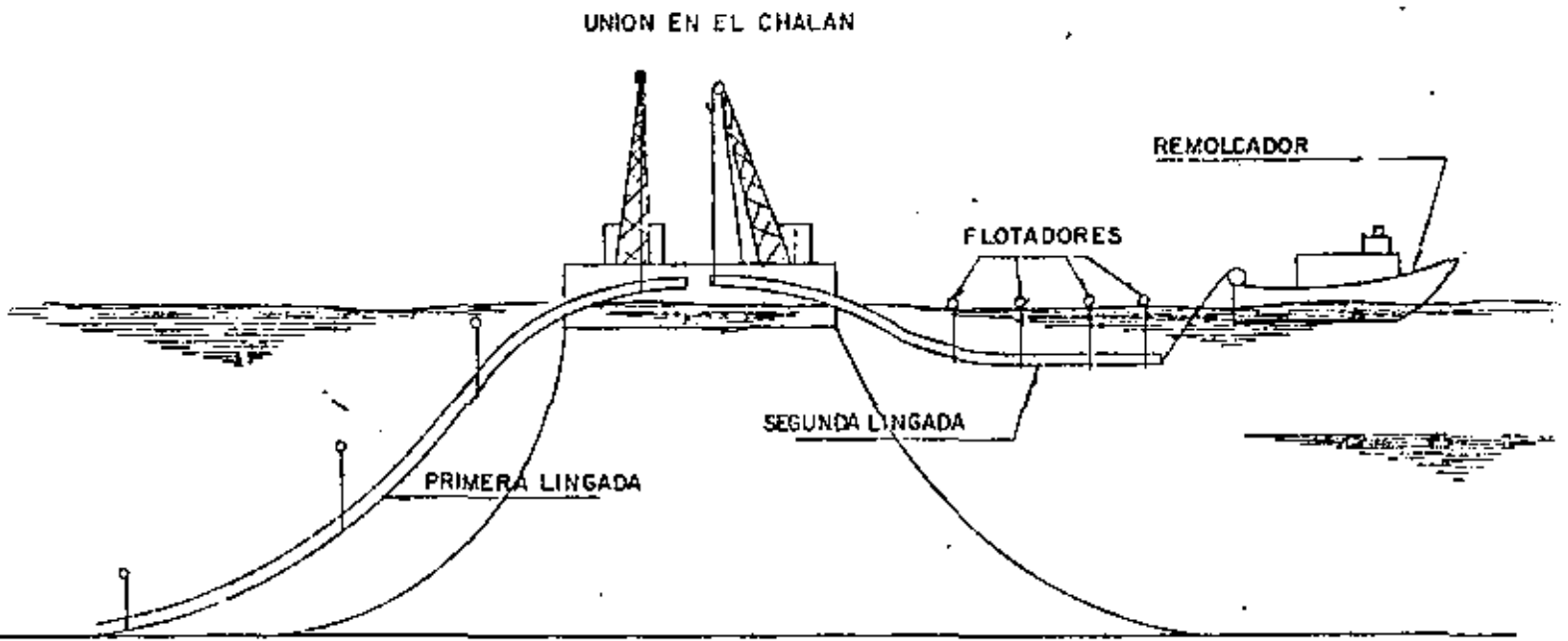


Fig. 62

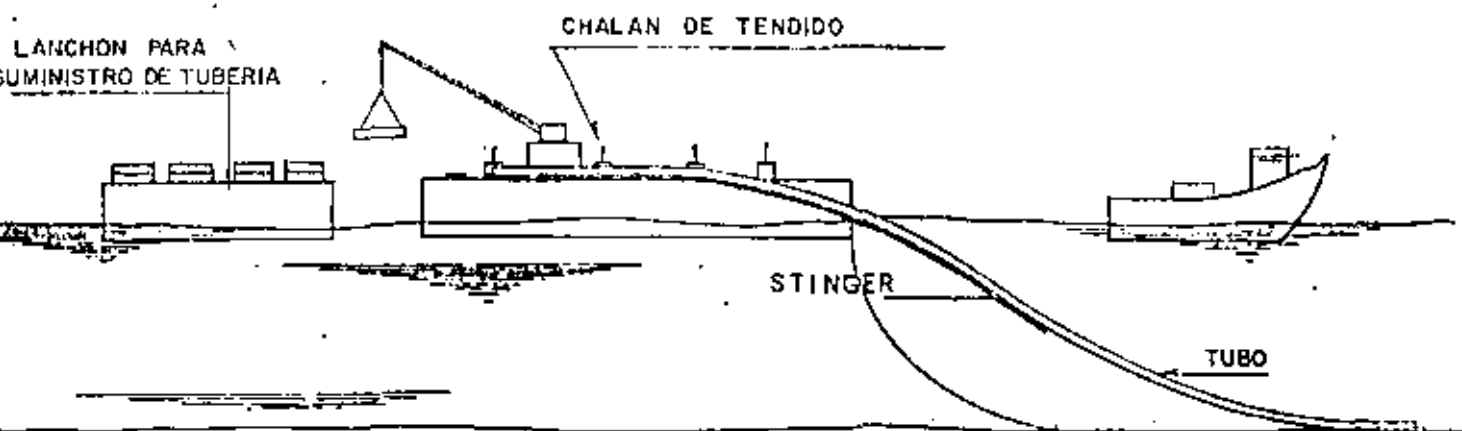


Fig. 63

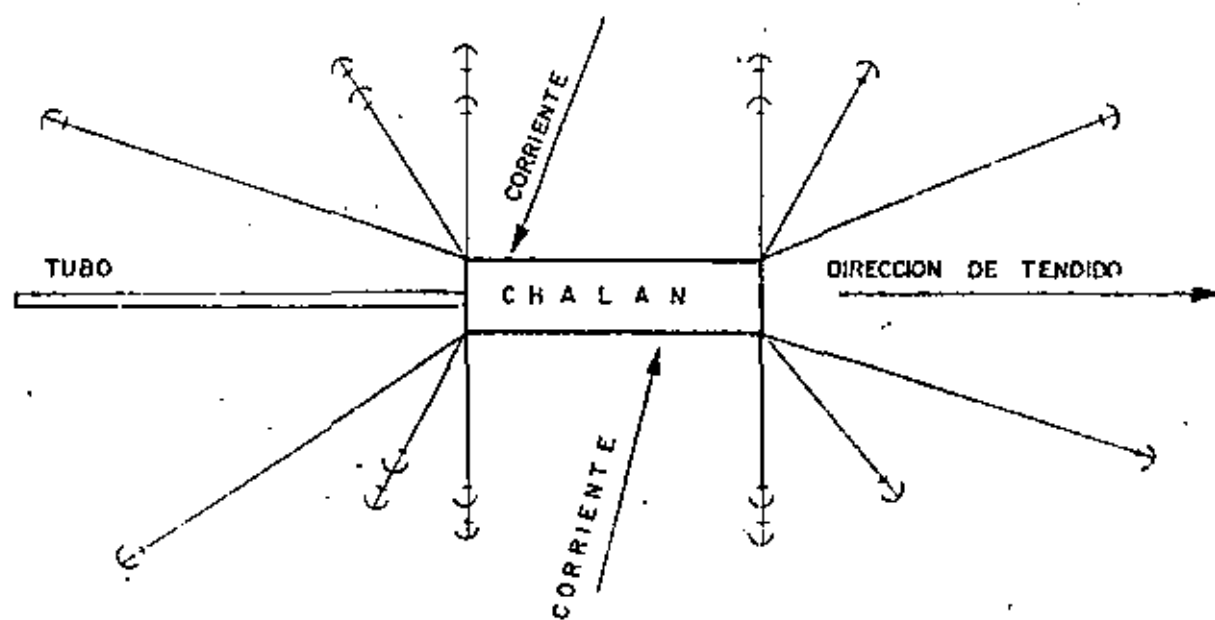


Fig. 64

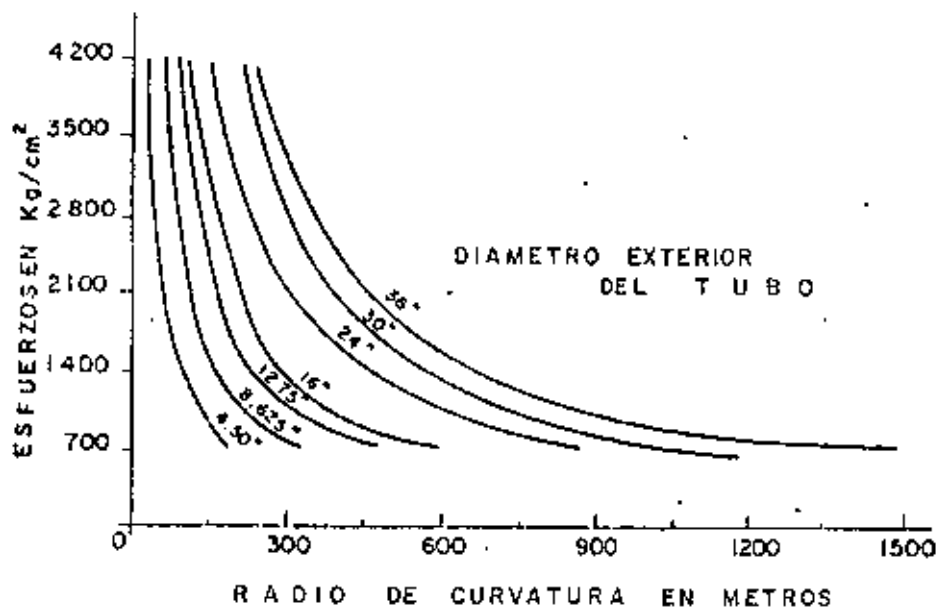


Fig. 65

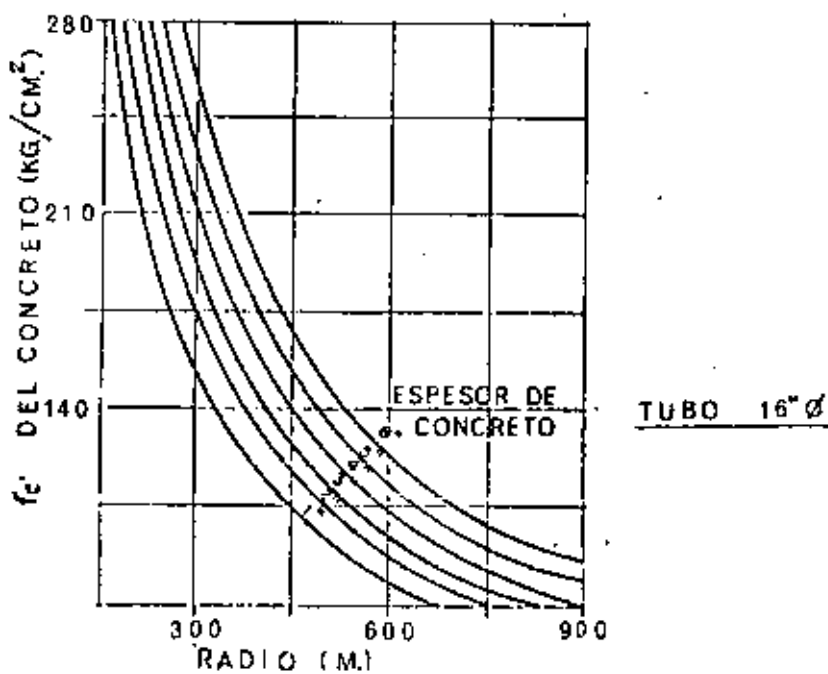


Fig. 66

h = espesor de la pared del tubo, cm

μ = módulo de Poisson

obtenido de desarrollos teóricos afectando el resultado por el factor 1.3 con base a experiencias sujetando tramos de tubo a cargas axiales y --
excentricas.

En la figura 65 se presentan para diferentes diámetros de tubo es-
fuerzos flexionantes en función de radios de curvatura.

Aunque el concreto fluye plásticamente bajo esfuerzos de compres-
sion y prácticamente no tiene resistencia a la flexión, se puede utilizar
la misma expresión (19) para obtener esfuerzos en el concreto en ---
función del radio de curvatura; en la figura 66 se presentan gráficas al -
respecto para un tubo de 16" \varnothing con espesores de recubrimiento de con-
creto de 1" a 6".

Durante el tendido de la tubería es muy común que ésta se defor-
me adoptando una doble curvatura bajo las condiciones indicadas en la -
figura 67.

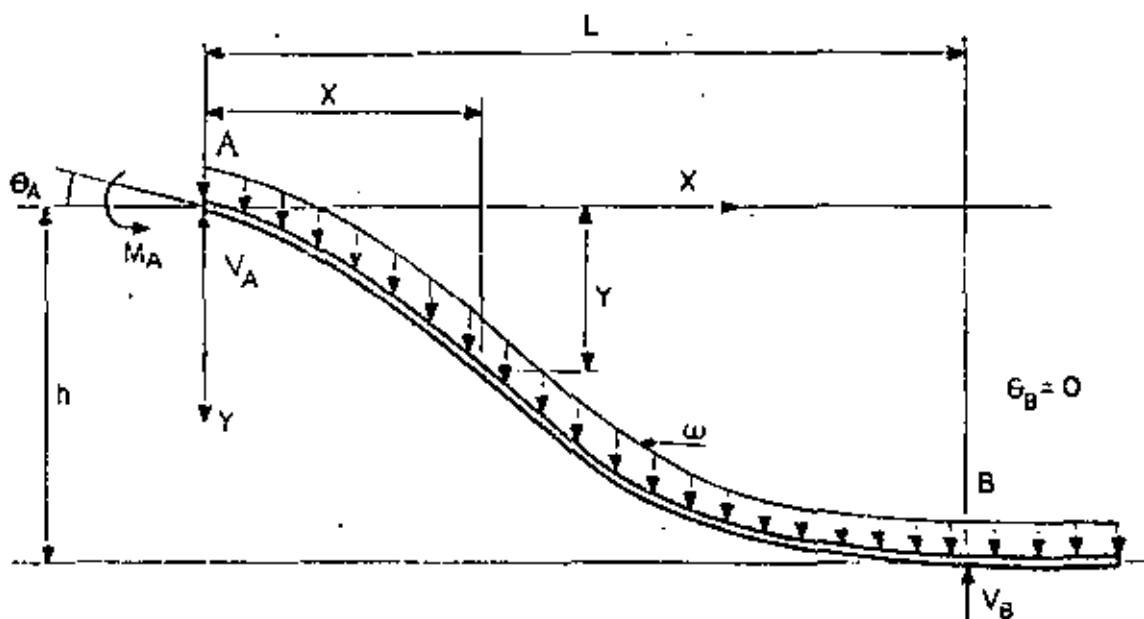


Fig. 67

Conviniendo que:

ω - Peso unitario de la línea en Kg/cm.

h - Profundidad del agua en cm.

L - Longitud no apoyada en cm.

θ_A y θ_B - Pendientes en A y B

M - Momento flexionante en la sección en Kg-cm.

R_A - Radio de curvatura en A en cm.

r - Distancia del eje neutro a la fibra más alejada en cm.

I - Momento de inercia de la sección transversal en cm.⁴

V_A y V_B - Reacciones en A y B en Kg.

x - Distancia desde el apoyo izquierdo en cm.

y - Flecha en cm.

Se puede llevar a cabo un análisis aproximado del problema en la siguiente forma.

$$M = M_A + V_A x - \frac{\omega x^2}{2} \qquad M_A = -\frac{EI}{R_A}$$

$$M = -\frac{EI}{R_A} + V_A x - \frac{\omega x^2}{2} \quad ; \quad \text{Si } x = L, \quad M = 0 \quad (21)$$

$$0 = -\frac{EI}{R_A} + V_A L - \frac{\omega L^2}{2}$$

$$V_A = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} \quad (22)$$

Substituyendo en (21)

$$M = -\frac{EI}{R_A} + \left(\frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} \right) x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$M = \frac{EI}{R_A} \left(\frac{x}{L} - 1 \right) + \frac{\omega x}{2} (L - x) \quad (23)$$

Puesto que

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{x}{L} - 1 \right) - \frac{\omega x}{2EI} (L-x) \quad (24)$$

Integrando respecto a x

$$\theta = \frac{dy}{dx} = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{x^2}{2L} - x \right) - \frac{\omega x^2}{12EI} (3L - 2x) + C_1$$

$$\text{Si } x=0, \theta = \theta_A \quad \therefore C_1 = \theta_A$$

$$\theta = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{x^2}{2L} - x \right) - \frac{\omega x^2}{12EI} (3L - 2x) + \theta_A \quad (25)$$

$$\text{Si } x=L, \theta = 0$$

$$0 = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{L}{2} - L \right) - \frac{\omega L^2}{12EI} (3L - 2L) + \theta_A$$

$$0 = \frac{L}{2R_A} - \frac{\omega L^3}{12EI} + \theta_A$$

$$\theta_A = -\frac{L}{2R_A} + \frac{\omega L^3}{12EI} \quad (26)$$

Integrando nuevamente respecto a x

$$y = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{x^3}{6L} - \frac{x^2}{2} \right) - \frac{\omega x^3}{24EI} (2L - x) + \theta_A x + C_2$$

$$\text{Si } x=0, y=0 \quad \therefore C_2 = 0$$

$$y = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{x^3}{6L} - \frac{x^2}{2} \right) - \frac{\omega x^3}{24EI} (2L - x) + \theta_A x \quad (27)$$

$$\text{Si } x=L, y=h$$

$$h = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{L^2}{6} - \frac{L^2}{2} \right) - \frac{\omega L^3}{24EI} (2L - L) + \theta_A L$$

$$h = \frac{L^2}{3R_A} - \frac{\omega L^4}{24EI} + \theta_A L$$

Sustituyendo el valor de (26)

$$h = \frac{L^2}{3R_A} - \frac{\omega L^4}{24EI} - \frac{L^2}{2R_A} + \frac{\omega L^4}{12EI}$$

$$h = -\frac{L^2}{6R_A} + \frac{\omega L^4}{24EI}$$

$$24EI R_A h = -4EI L^2 + \omega R_A L^4$$

$$L^4 - \frac{4EI}{\omega R_A} L^2 - \frac{24EIh}{\omega} = 0 \quad (28)$$

Resolviendo la ecuación (28) se puede encontrar el valor de L en función de las características de la tubería, la curvatura en el chalán, la carga unitaria y la profundidad del agua, valor que sustituido en (23) nos dará el momento flexionante en cualquier sección y en (22) la reacción del chalán.

Derivando respecto a "x" e igualando a cero

$$\frac{dM}{dx} = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} - \omega x = 0$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{EI}{R_A L \omega}$$

que nos da el punto en el cual se presenta el momento máximo, el cual se puede obtener sustituyendo en (23)

Si $M = 0$ tendremos el punto de inflexión resolviendo la ecuación.

$$\frac{\omega}{2} x^2 - \left(\frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} \right) x + \frac{EI}{R_A} = 0$$

Como un caso particular tenemos la condición de una sola curvatura de la figura 68, la cual se presenta como etapa intermedia antes de llegar a la anterior, pero que también conviene analizar por las fuertes curvaturas que también se presentan. Para dicho caso la curvatura en el extremo A es nula y por lo tanto:

$$V_A = \frac{\omega L}{2} = V_B$$

$$M = \frac{\omega L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2} \quad ; \quad M_{MAX} = \frac{\omega L^2}{8}$$

$$L^4 - \frac{24 EI h}{\omega} = 0 \quad ; \quad L = \sqrt[4]{\frac{24 EI h}{\omega}}$$

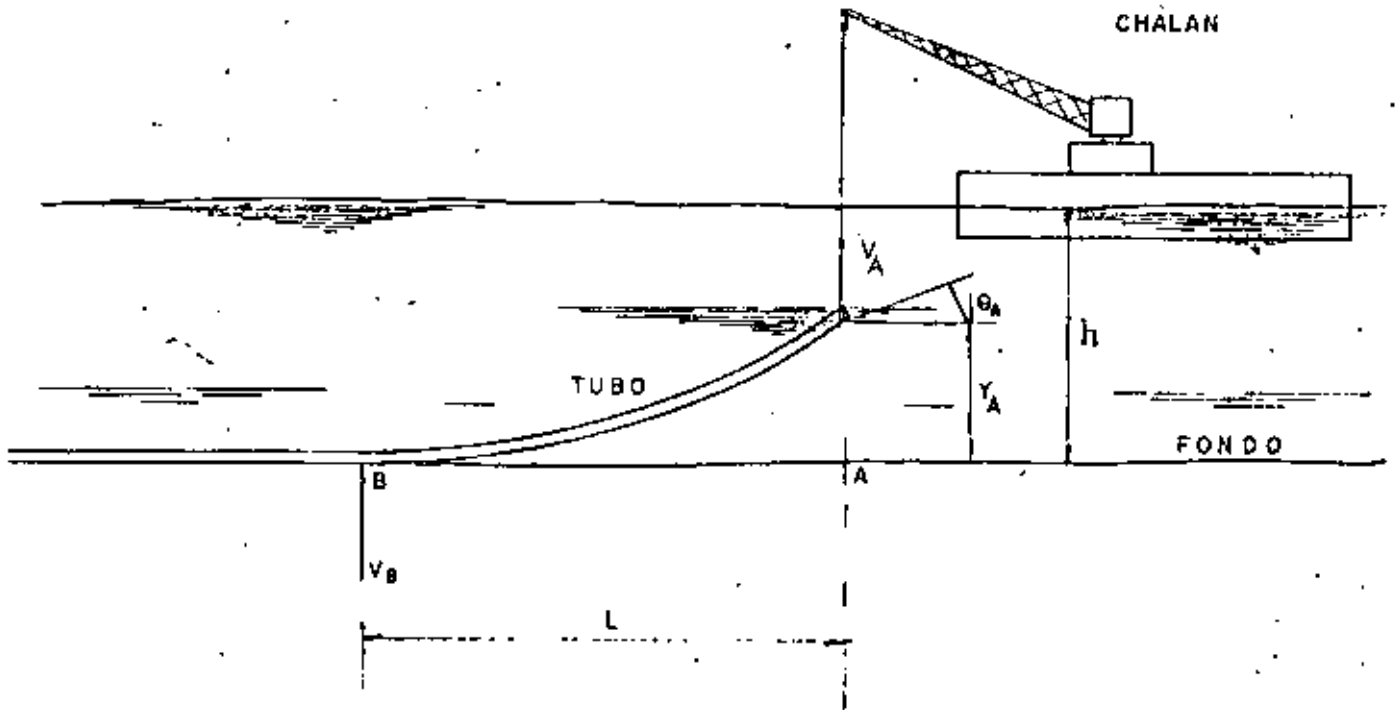


Fig. 68

En ocasiones mediante un dispositivo especial se le aplica una tensión a la tubería, del orden de 5 a 20 toneladas, con el objeto de disminuir curvaturas, en cuyo caso las condiciones son las presentadas en la figura 69

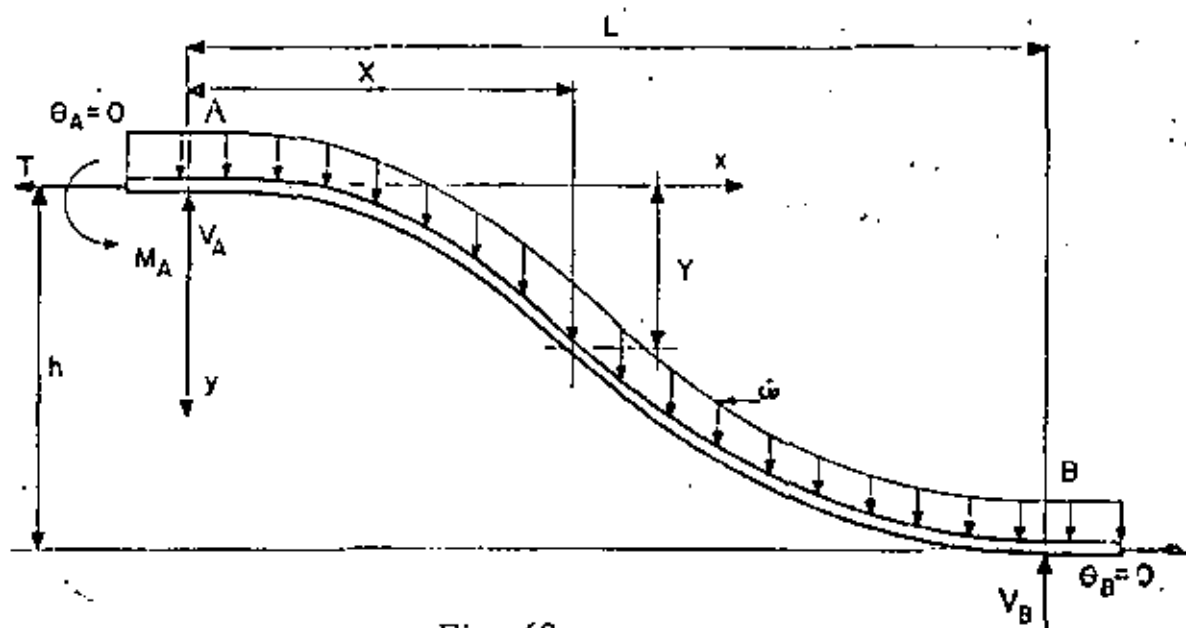


Fig. 69

$$M = -\frac{EI}{R_A} + V_A X - \frac{\omega X^2}{2} - T Y$$

$$\text{Si } X=L, Y=h, M=0$$

$$0 = -\frac{EI}{R_A} + V_A L - \frac{\omega L^2}{2} - T h$$

$$V_A = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} + T \frac{h}{L} \quad (29)$$

$$M = -\frac{EI}{R_A} + \left(\frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} + T \frac{h}{L} \right) X - \frac{\omega X^2}{2} - T Y \quad (30)$$

Puesto que

$$\frac{d^2 Y}{d X^2} = -\frac{M}{EI} = \frac{1}{R_A} - \left(\frac{1}{R_A L} + \frac{\omega L}{2EI} + \frac{T h}{EIL} \right) X + \frac{\omega}{2EI} X^2 + T Y$$

$$\frac{d^2 Y}{d X^2} - \frac{T Y}{EI} = \frac{\omega}{2EI} X^2 - \left(\frac{1}{R_A L} + \frac{\omega L}{2EI} + \frac{T h}{EIL} \right) X + \frac{1}{R_A}$$

Ecuación diferencial cuya solución es :

$$Y = C_1 e^{\sqrt{\frac{T}{EI}} X} + C_2 e^{-\sqrt{\frac{T}{EI}} X} - \frac{\omega}{2T} X^2 + \left(\frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L} \right) X - \frac{EI}{R_A T} - \frac{\omega EI}{T^2} \quad (31)$$

$$\text{Si } X = 0, \quad Y = 0$$

$$C_1 + C_2 = \frac{EI}{R_A T} + \frac{\omega EI}{T^2} \quad (32)$$

$$\frac{dY}{dX} = \sqrt{\frac{T}{EI}} C_1 e^{\sqrt{\frac{T}{EI}} X} - \sqrt{\frac{T}{EI}} C_2 e^{-\sqrt{\frac{T}{EI}} X} - \frac{\omega}{T} X + \frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L}$$

$$\text{Si } X = 0, \quad \frac{dY}{dX} = 0$$

$$C_2 - C_1 = \left(\frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L} \right) \sqrt{\frac{EI}{T}} \quad (33)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (32) y (33)

$$C_1 = \frac{EI}{2R_A T} + \frac{\omega EI}{2T^2} - \frac{(EI)^{3/2}}{2R_A L T^{3/2}} - \frac{\omega L (EI)^{1/2}}{4T^{3/2}} - \frac{h(EI)^{1/2}}{2LT^{1/2}}$$

$$C_2 = \frac{EI}{2R_A T} + \frac{\omega EI}{2T^2} + \frac{(EI)^{3/2}}{2R_A L T^{3/2}} + \frac{\omega L (EI)^{1/2}}{4T^{3/2}} + \frac{h(EI)^{1/2}}{2LT^{1/2}}$$

Tomando en cuenta estos valores y los desarrollados en serie

$$e^{\sqrt{\frac{T}{EI}} X} = 1 + \sqrt{\frac{T}{EI}} X + \frac{T}{2EI} X^2 + \frac{T^{3/2}}{6(EI)^{3/2}} X^3 + \frac{T^2}{24(EI)^2} X^4$$

$$e^{-\sqrt{\frac{T}{EI}} X} = 1 - \sqrt{\frac{T}{EI}} X + \frac{T}{2EI} X^2 - \frac{T^{3/2}}{6(EI)^{3/2}} X^3 + \frac{T^2}{24(EI)^2} X^4$$

Se puede obtener sustituyendo en (31)

$$Y = \left(\frac{T}{24EI R_A} + \frac{\omega}{24EI} \right) X^4 - \left(\frac{1}{6R_A L} - \frac{\omega L}{12EI} - \frac{hT}{6EIL} \right) X^3 + \frac{1}{2R_A} X^2 \quad (34)$$

Puesto que si $X=L$, $Y=h$

$$\left(\frac{T}{24EI R_A} - \frac{\omega}{24EI} \right) L^4 - \left(\frac{1}{3R_A} - \frac{hT}{6EI} \right) L^2 - h = 0 \quad (35)$$

Derivando (34) respecto a X y tomando en cuenta que si - -

$$X = L, \frac{dy}{dx} = 0$$

$$\frac{1}{R_A} = \frac{\omega L^2 + 6hT^2}{2T^2L^2 + 6EIT} \quad (36)$$

Resolviendo la ecuación (35) se puede encontrar el valor de la L en función de las características de la tubería, la curvatura en el chalán, la carga unitaria, la profundidad del agua y la tensión en el chalán, valor que sustituido en (30) nos dará el momento flexionante en cualquier sección, sustituyendo en (29) nos dará la reacción del chalán y en (34) la curva del eje deformado de la tubería. Es posible también obtener el momento máximo y el punto de inflexión procediendo en la misma forma del caso anterior.

Durante el planteamiento del problema hemos hecho varias simplificaciones que conviene mencionar: En primer lugar ^{no} integramos a lo largo de la curva del eje del tubo deformado; por otro lado, estamos considerando el problema plano despreciando la torsión producida principalmente por los movimientos del chalán durante el tendido. Prácticamente se ha comprobado que, la aproximación de los resultados obtenidos bajo dichas consideraciones, es suficiente para la determinación del equipo necesario para llevar a cabo las maniobras durante el tendido.

Aplicando un procedimiento de diferencias finitas es posible hacer un análisis más aproximado del problema, tomando en cuenta los efectos torsionantes y la carga que en realidad actúa a lo largo del eje deformado.

En todos los casos resulta de gran ayuda la aplicación del cálculo electrónico puesto que; se puede elaborar un programa que nos dé con bastante rapidez diagramas de momento flexionante y deformación para diferentes condiciones de la línea.

Modelos de laboratorio o mediciones directas en el lugar utilizando medidores de deformación, podrán confirmar la aproximación de los resultados obtenidos aplicando las fórmulas antes presentadas, que con base a las observaciones que se hagan podrán ser afinadas en el futuro.

PLATAFORMAS MARITIMAS

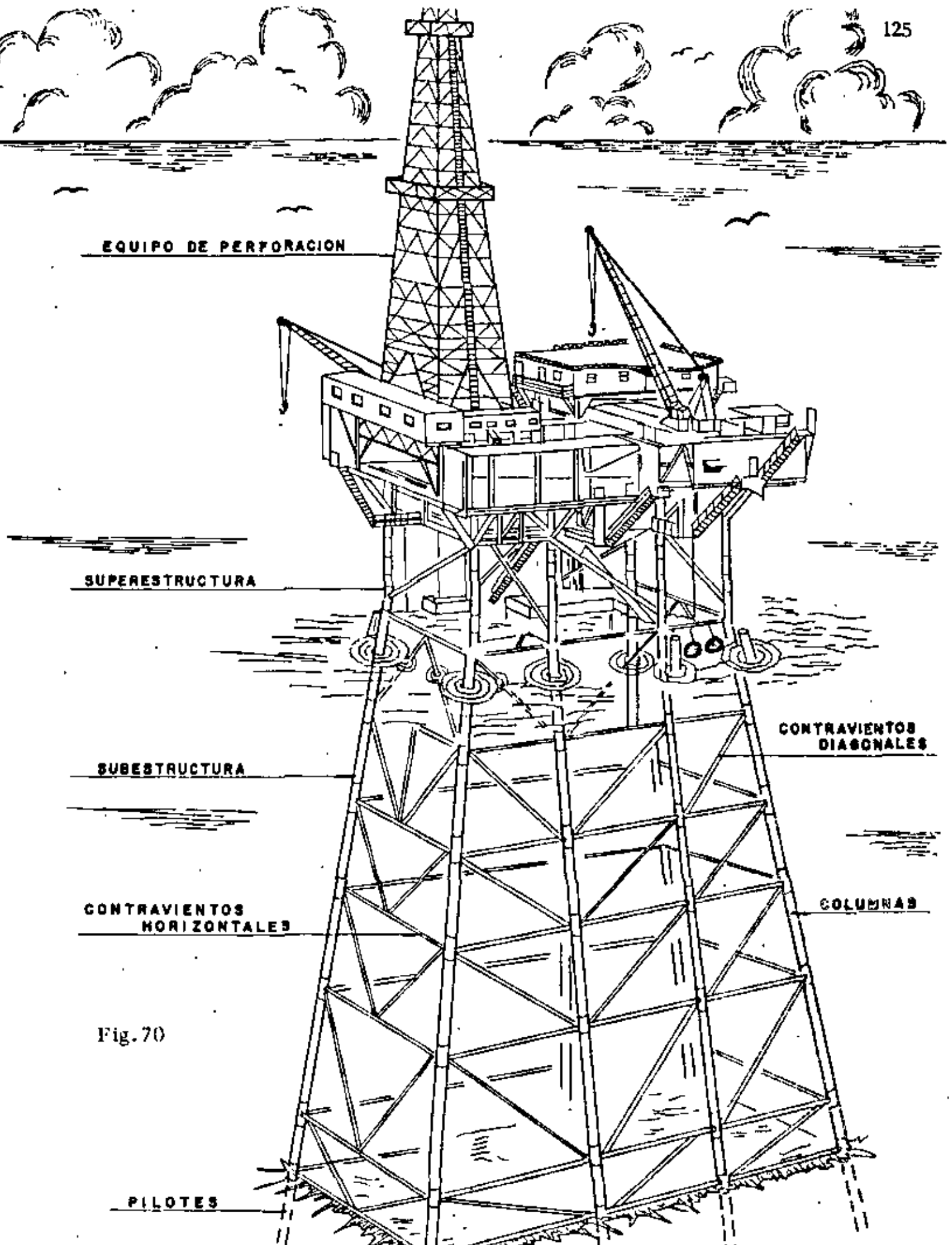
La perforación de pozos petroleros en varios países, incluyendo a México, tiende a seguirse en el mar, por lo que en los últimos años se ha iniciado la construcción de plataformas para dicho propósito.

En la actualidad se construyen plataformas marítimas localizadas en lugares de gran profundidad del fondo marino con un procedimiento muy práctico y bastante estudiado. El equipo utilizado consiste de chalanes, remolcadores y una grúa de gran capacidad. En general se usan cuatro chalanes transportando la subestructura prefabricada, la superestructura también prefabricada, los pilotes y la grúa que son movidos por los remolcadores que a su vez se utilizan durante las maniobras de construcción. Las etapas constructivas son esencialmente las siguientes:

- a) Colocación de la subestructura consistente de guías para los pilotes y piezas de contraventeo.
- b) Hincado de los pilotes.
- c) Colocación de la superestructura.
- d) Colocación del equipo que servirá para operar la plataforma.

Como puede observarse en la figura 70 la estructura es a base de secciones tubulares bastante robustas soldadas en forma continua utilizando mano de obra de primera calidad.

Varios tipos de plataformas fijas como la antes presentada se han construido con muy buenos resultados, y se ha experimentado con otros tipos tales como las flotantes y las oscilantes que absorben la energía del oleaje mediante cambios de energía potencial y disipación por fricción, pero su efectividad no ha sido aún confirmada.



EQUIPO DE PERFORACION

SUPERESTRUCTURA

SUBESTRUCTURA

CONTRAVIENTOS HORIZONTALES

PILOTES

CONTRAVIENTOS DIAGONALES

COLUMNAS

Fig. 70

El oleaje es determinante en el diseño de las plataformas, por lo cual es necesario poder definir sus características para poder asegurar que la estructura diseñada podrá resistir las condiciones más severas - aún en el caso de tormentas y huracanes. Para ésto se puede proceder a llevar a cabo análisis de registros de oleaje, lo cual es adecuado siempre y cuando los datos con que se cuente sean los obtenidos en un período largo de tiempo y en el sitio preciso donde se instalará la plataforma. También se puede hacer una predicción del oleaje ya sea utilizando datos metereológicos de cartas de tiempo o suponiendo un modelo. Con cualquiera de los métodos descritos se tratará de definir la máxima altura de la ola que se utilizará en el proyecto con una probabilidad de ocurrencia entre 10 y 15 años.

Para definir la altura de la estructura se tomarán en cuenta además del oleaje, la marea astronómica, marea de tormenta y un bordo libre, generalmente de 1.00 m., con el fin de prever un cierto margen de seguridad a la estructura.

Con base a los desarrollos de Morison, O'Brien y Shaaf para obtener las fuerzas que se ejercen sobre los miembros de una plataforma de perforación, presentaremos algunas fórmulas aplicables en un análisis de este tipo.

Se parte de la expresión de la Hidrodinámica que nos dá la fuerza que un fluido ejerce sobre un cuerpo sumergido en su seno:

$$F = C_M \rho V \frac{\partial u}{\partial t} + 1/2 C_D \rho A |u| u \quad (37)$$

el primer término correspondiendo a la fuerza de inercia del fluido de masa ρV y aceleración $\frac{\partial u}{\partial t}$ actuando sobre el cuerpo de volumen V ; y el segundo término a la fuerza de arrastre que el fluido con velocidad u ,

ejerce en el área expuesta A del cuerpo, al transformarse la carga de velocidad en carga de presión. Los coeficientes C_M y C_D corresponden a los efectos de la fricción entre el fluido y el cuerpo.

Para el cálculo de la velocidad u y la aceleración $\frac{\partial u}{\partial t}$, en las expresiones que presentamos a continuación se aplica la teoría lineal de oleaje

(1.12).

También puede tomarse en cuenta el efecto de las corrientes aplicando la expresión (37) en la forma que se explicó al referirnos a la expresión (9).

Distribución de fuerzas horizontales en las columnas Fig. 71

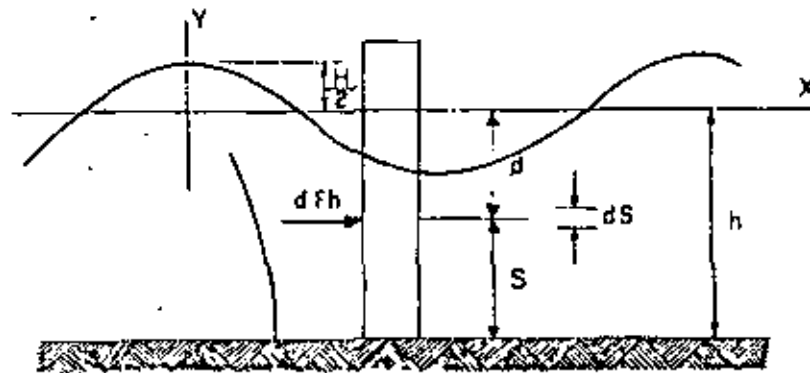


Fig. 71

$$dh = \left(C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} + 1/2 C_D \rho D |u| u \right) ds$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh [2\pi(Y+d)/L]}{\sinh 2\pi h/L} \sin \theta$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh [2\pi(Y+d)/L]}{\sinh 2\pi h/L} \cos \theta$$

$$Y = \frac{H}{2} \cos \theta$$

$$\theta = 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) = \text{ángulo de fase}$$

en donde:

C_M = coeficiente de masa = 2

C_D = coeficiente de arrastre, de 1.2 a 1.6

ρ = densidad del agua de mar

D = diámetro de la columna

$\frac{\partial u}{\partial t}$ = componente horizontal de la aceleración local del fluido.

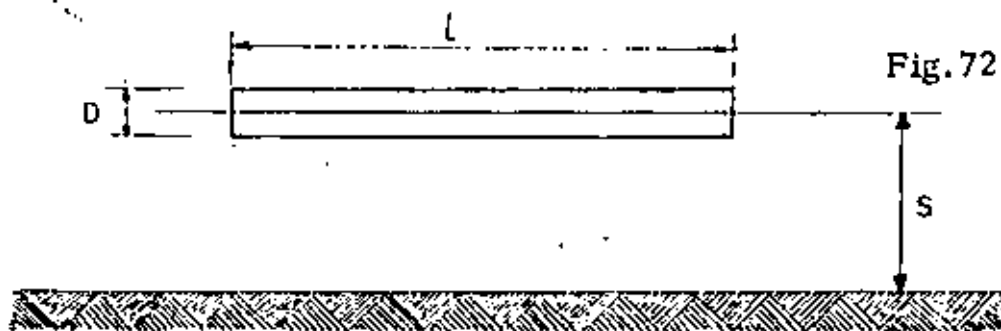
u = componente horizontal de la velocidad de las partículas del agua.

H = altura de la ola

L = longitud del oleaje

T = periodo del oleaje

Fuerza horizontal en los contravientos horizontales Fig.72



$$F_h = \frac{\rho D l}{2} \left(\frac{\pi}{2} D C_M \frac{\partial u}{\partial t} + C_D |u| u \right)$$

l = Longitud del contraviento

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh [2\pi(Y+d)/L]}{\sinh 2\pi h/L} \sin \theta$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh [2\pi(Y+d)/L]}{\sinh 2\pi h/L} \cos \theta$$

$$\sin \theta = \pm \frac{C_M D \pi}{2 C_D H} \frac{\sinh 2\pi h/L}{\cosh 2\pi s/L}$$

para la condición más desfavorable

Fuerza vertical total en los contravientos horizontales.-

$$F_v = \frac{\rho D l}{2} \left(\frac{\gamma}{2} D C_M \frac{\partial v}{\partial t} + C_D |v|v \right)$$

v = Velocidad vertical

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -\frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\text{sen } 2\pi S/L}{\text{sen } 2\pi h/L} \cos \theta$$

$$v = \frac{\pi H}{T} \frac{\text{sen } h \ 2\pi S/L}{\text{sen } \pi h/L} \text{sen } \theta$$

$$\cos \theta = -\frac{C_M D \gamma}{2 C_D H} \frac{\text{sen } h \ 2\pi h/L}{\text{sen } h \ 2\pi S/L}$$

para la condición más desfavorable

Tendremos como condición más desfavorable al contraviento en un plano vertical perpendicular a la dirección del oleaje.

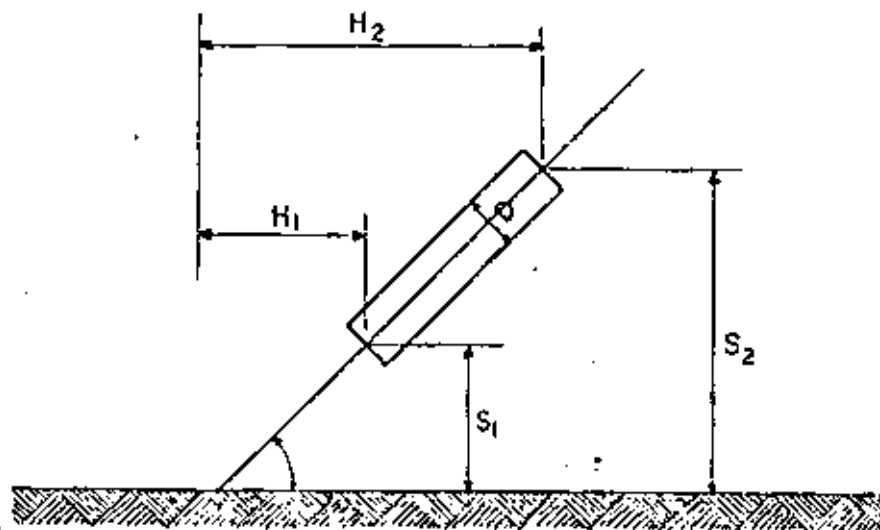


Fig.73

$$F_h = \frac{\pi \rho H^2 L}{T^2 \sin \alpha} \left[\frac{\pi D}{4H} C_M K_2 \sin \theta + C_D K_1 |\cos \theta| \cos \theta \right]$$

$$K_1 = \frac{\sinh \left(\frac{4\pi S_2}{L} \right) - \sinh \left(\frac{4\pi S_1}{L} \right) + \frac{4\pi S_2}{L} - \frac{4\pi S_1}{L}}{16 \left(\sinh \left(\frac{2\pi h}{L} \right) \right)^2}$$

$$K_2 = \frac{\sinh \left(\frac{2\pi S_2}{L} \right) - \sinh \left(\frac{2\pi S_1}{L} \right)}{\sinh \left(\frac{2\pi h}{L} \right)}$$

$$\sin \theta = + \frac{D C_M K_2}{8 H C_D K_1} \text{ para la condición más desfavorable} \quad \text{ó } \cos \theta = 0$$

$$F_v = \pi \rho D \frac{H^2 L}{T^2} \left[- \frac{\pi D C_M}{4 H \sin \alpha} K'_2 \cos \theta + \frac{C_D}{\tan \alpha} K'_1 |\sin \theta| \sin \theta \right]$$

$$K'_1 = \frac{\sinh \left(\frac{4\pi S_2}{L} \right) - \sinh \left(\frac{4\pi S_1}{L} \right) - \frac{4\pi S_2}{L} + \frac{4\pi S_1}{L}}{16 \left(\sinh \left(\frac{2\pi h}{L} \right) \right)^2}$$

$$K'_2 = \frac{\cosh \left(\frac{2\pi S_2}{L} \right) - \cosh \left(\frac{2\pi S_1}{L} \right)}{\sinh \left(\frac{2\pi h}{L} \right)}$$

$$\cos \theta = - \frac{\pi D C_M}{8 H C_D \cos \alpha} \frac{K'_2}{K'_1} \text{ Para la condición más desfavorable}$$

$$\text{ó } \sin \theta = 0$$

Durante el análisis de una plataforma se tienen que realizar varios tanteos para obtener la condición de carga más desfavorable, no obstante, actualmente es posible disponer de las computadoras electrónicas, y hacer un programa que nos proporcione los esfuerzos en todos los elementos de la estructura tridimensional para diferentes condiciones de carga, y llegar en esta forma a la más desfavorable, que determinará el diseño definitivo.

ESTUDIOS OCEANOGRAFICOS



GENERALIDADES

- I. Un Estudio de este tipo debe proporcionar básicamente, información de los siguientes aspectos:
 - a) Topohidrografía.
 - b) Vientos
 - c) Mareas
 - d) Oleaje
 - e) Corrientes
 - f) Muestreo de los materiales del fondo.
 - g) Levantamiento estratigráfico.

- II. Con las conclusiones que se obtengan en los puntos anteriores se elaborarán recomendaciones de:
 - a) Alternativas para solucionar el problema para el cual va a servir el estudio.
 - b) Diseño, en su caso, de la línea submarina tanto para las condiciones de operación como de construcción con el menor riesgo posible.

- III. Analizar los costos y aspectos técnicos de la construcción es esencial, aunque sea en forma aproximada, para poder seleccionar la alternativa más conveniente.

TOPOHIDROGRAFIA

Se deberá obtener un levantamiento general de la zona, de preferencia haciendo sondeos por medios acústicos y trazando curvas de nivel, puesto que la configuración del fondo normalmente sufre cambios frecuentes en ocasiones muy considerables.

Si lo anterior no puede hacerse, en una forma más aproximada y económica se tratarán de aprovechar levantamientos existentes llevados a cabo por la Gerencia de Exploración, la Secretaría de Marina, The Hydrographic Office of the U. S. Navy, etc.

Para el caso de una línea submarina, se elegirá una localización en que el fondo sea lo más regular posible, siendo necesario levantar el perfil tipo a lo largo del trazo que se elija, así como otros dos perfiles adyacentes que tan solo confirmarán las características de la franja elegida, en la cual quedará alojada la tubería y cuya aproximación más que cuantitativa es cualitativa. Tomando en cuenta que los efectos del oleaje se transmiten hasta una profundidad de aproximadamente la mitad de la longitud de la ola, un criterio para elegir la distancia de los perfiles adyacentes al central es que, esta sea el doble de la máxima profundidad que se tenga.

Para la obtención de los perfiles del fondo se harán sondeos cada determinado intervalo de tiempo manteniendo constante la velocidad de la embarcación al navegar, controlando la posición utilizando la brújula y

mediante visuales a la plataforma o a balizas colocadas en tierra al navegar en uno y otro sentido. La posición horizontal de la embarcación en el momento de un sondeo puede fijarse mediante la intersección de las visuales de dos tránsitos colocados en tierra. La experiencia ha demostrado conveniente llevar a cabo sondeos a cada 500 m. de distancia horizontal a lo largo del trazo reportando profundidades en metros referidas al nivel de marea baja media en sicigias.

VIENTOS

El viento al soplar sobre el océano origina corrientes y oleajes, merced al esfuerzo tangencial que ocasiona sobre la superficie, que junto con las variaciones de presión hace que el agua se mueva. Por otro lado, las instalaciones marítimas reciben la presión del viento que viene a ser una carga básica de diseño.

Por las razones anteriores es necesario contar con registros de viento reinante y de intensidad máxima.

Dichos registros pueden obtenerse de datos estadísticos del lugar o bien recurriendo a las cartas de la Hydrographic Office of the U. S. Navy.

MAREAS

Las mareas son importantes no solo por los niveles que alcanzan sino también por las corrientes que originan.

Es costumbre en las obras marítimas de México referir las elevaciones al nivel de marea baja media en sicigias, siendo muy importante conocer la pleamar máxima registrada, la bajamar mínima registrada y el nivel medio del mar.

Estos datos pueden obtenerse de las Tablas de Predicción de Mareas que publica el Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México.

OLEAJE

Un efecto muy importante en la instalación de líneas submarinas en aguas profundas es la condición de la superficie en que se requiere que opere el equipo de tendido, lo cual es también determinante para el diseño de obras marítimas exteriores, incluyendo las plataformas de perforación.

Por esto, se requiere realizar un análisis del oleaje para obtener su altura, longitud, dirección, período y probabilidad de ocurrencia, y poder definir los programas de trabajo con base a las condiciones del mar bajo las cuales pueden trabajar los diferentes tipos de equipo o estructuras. Para un diseño racional se requeriría obtener registros de un año cuando menos, lo cual raras veces es posible.

El procedimiento más común consiste en instalar un *ológrafo*, el cual mide amplitud y longitud. Esta información junto con las olas observadas y datos estadísticos, proporcionarán las olas de diseño que se utiliza

rán para determinar la forma en que las condiciones superficiales -- afectan las maniobras. De ser posible, es del todo recomendable llevar a cabo un modelo físico o matemático.

La información en cuanto a la dirección del frente de olas y la forma de su ocurrencia es de vital importancia para poder determinar el período en que el equipo puede trabajar. Para diseño se recomienda elegir una ola con una probabilidad de ocurrencia entre 10 y 15 años.

También en este caso puede recurrirse a la información aproximada que proporcionan las cartas de la Hydrographic Office de la U. S. Navy.

Experimentalmente se ha comprobado que los efectos del oleaje se transmiten hasta una profundidad de aproximadamente la mitad de la longitud de la ola. Puesto que, las longitudes de las olas de huracán alcanzan hasta 300 m., el efecto del oleaje puede actuar en profundidades hasta de 150 m., lo cual raramente sucede en nuestro país en que la longitud de las olas es del orden de 60 m. en profundidades de 50 m., y tan solo se requiere tener precauciones con la erosión en la playa desde la costa hasta una profundidad de 10 m. aproximadamente. No obstante, en cuanto a lo que respecta al efecto de las condiciones superficiales en la operación del equipo, olas con alturas de 2 m. o mayores ya son significantes en dificultar el trabajo y éstas se presentan con mucha frecuencia en las costas mexicanas, recomendándose como mejor época para trabajar el período comprendido entre los meses de abril y julio y prácticamente prohibitivo trabajar entre los meses de noviembre y febrero.

Con base en los principios de la Hidrodinámica y la teoría del oleaje es posible determinar la fuerza sobre un cuerpo sumergido en el mar.

CORRIENTES

Las corrientes pueden ser producidas por la acción del viento, la variación de mareas y el oleaje, y en ocasiones llegan a ser oscilatorias. Sus efectos en las obras marítimas son determinantes para el proyecto de éstas.

Existen varias maneras de determinar las velocidades de las corrientes y en orden de conveniencia recomendaremos: la colocación de corrientómetros en diferentes localizaciones y profundidades, la aplicación de las expresiones teóricas conocidas y las cartas de la Hydrographic Office of the U.S. Navy.

Con base a los principios de la Hidrodinámica, se puede obtener la fuerza de arrastre de la corriente al actuar sobre una tubería submarina, ya sea durante su tendido o su operación. La socavación en las zonas cercanas a una tubería submarina y el claro máximo que puede soportar entre dos prominencias del fondo están también íntimamente ligados con las corrientes que se presentan. Todo esto determina la protección necesaria que puede ser: a base de lastre, enterrarla en el fondo con un recubrimiento de terreno mínimo de 1.00 m., mediante anclas fijas en el terreno o colocando material grueso en la zona afectada.

MUESTREO DE LOS MATERIALES DEL FONDO

Para propósitos de diseño es necesario obtener muestras de los materiales del fondo; existen varios tipos de equipo para llevar a cabo este tipo de trabajo hasta profundidades del orden de 400 m. a razón de 50 muestras por día.

La longitud del sondeo depende desde luego del tipo de terreno y será del orden de 3.00 m. para arcilla blanda, 1.00 a 2.00 m. en arena, 50 cm. en arcilla compacta y prácticamente nada en roca.

Para poder determinar la estabilidad del fondo se requiere información de las siguientes propiedades del terreno: resistencia al esfuerzo cortante, densidad natural, densidad del suelo seco, límites de Atterberg, contenido de agua, peso específico, factor de erosión del suelo, densidad líquida de la arena, relación de vacíos, etc.

LEVANTAMIENTO ESTRATIGRAFICO

En el caso de líneas submarinas, para que el perfil del terreno sea lo más completo posible, es conveniente además del levantamiento topográfico y muestreo del fondo, obtener las densidades de los estratos subyacentes. Esto puede también llevarse a cabo por medios acústicos. Todos estos datos combinados en el perfil tipo nos permitirá reducir al mínimo o eliminar claros que causarían esfuerzos excesivos

Para el caso de la cimentación de una obra marítima en general; incluyendo las plataformas, es necesario llevar a cabo varios sondeos distribuidos en tal forma de poder determinar las características del área en estudio y poder trazar perfiles en ejes principales, en los cuales además de describir las características de cada material de los estratos subyacentes, se indique: densidad del suelo sumergido, densidad del suelo saturado, densidad del suelo seco, ángulo de fricción, cohesión, capacidad de carga, resistencia por fricción en el caso de pilotes, curvas de consolidación, etc. En el caso de que se opte por utilizar pilotes, es del todo recomendable llevar a cabo pruebas de carga vertical y horizontal y presentar los resultados de varias de estas distribuidas en tal forma de abarcar toda el área en estudio.

PRESENTACION DE RECOMENDACIONES.

En general se presentarán varias alternativas de como solucionar problemas tales como: construir una estructura de operación o protección, evitar azolves, evitar socavaciones, tender una línea submarina, etc.

Para el caso de una línea submarina, se presentarán recomendaciones dando resultados numéricos y de preferencia referidos al perfil tipo de los siguientes aspectos:

- a) Tipo de zanja en el caso de que se requiera
- b) Profundidad a la que debe quedar enterrada (tomando en cuenta que el recubrimiento mínimo de terreno debe ser 1.00 m.).

- c) Tipo de anclas en caso de que se requieran.
- d) Protecciones interior, exterior y con lastre.
- e) Espesor y densidad del recubrimiento de concreto para lastre
(Es bastante frecuente proporcionar dicho recubrimiento para darle a la tubería una densidad relativa del orden de 1.3).
- f) Velocidades de las corrientes
- g) Variación de mareas
- h) Características del oleaje
- i) Características del viento
- j) Materiales del fondo y los estratos subyacentes
- k) Procedimientos constructivos
- l) Esfuerzos máximos durante la operación y el tendido.
- m) Equipo necesario.

Todo esto acompañado en el caso de ser posible, de cálculos y gráficas o tablas en cuanto a:

- a) Fuerzas hidrodinámicas.
- b) Peso específico requerido para la acción de fuerzas hidrodinámicas.
- c) Esfuerzos de flexión debidos a las fuerzas hidrodinámicas y peso propio durante la operación y la construcción.
- d) Estabilidad del terreno
- e) Fallas probables de colapso o inestabilidad elástica.

COSTOS Y ASPECTOS TECNICOS

Como ya se dijo al principio, los costos de las diferentes alternativas y la capacidad técnica con que se cuente para llevar a cabo los trabajos son definitivos para elegir la solución más conveniente al problema.

ESTUDIOS ESPECIALES

En lo anterior, nos hemos referido a los estudios que proporcionan la información básica previa a la realización de un proyecto marítimo.

Dicha información será más útil mientras mejores bases tenga, es por ello que los estudios del tipo estadísticos y de investigación son muy valiosos.

Los estudios estadísticos consisten en colocar por un período largo de tiempo, mínimo de un año, aparatos que nos proporcionen continuamente información en cuanto a las condiciones oceanográficas en las zonas en que se piensen construir obras marítimas en el futuro, tal como: velocidad del viento, variación de mareas, corrientes, oleaje, arrastres litorales, socavación, azolve, topohidrografía, etc.

Por lo que respecta a los trabajos de investigación, que de hecho también pueden ser del tipo estadístico, consisten en obtener además de la información en cuanto a condiciones oceanográficas, la correspondiente al comportamiento de la estructura en condiciones reales (modelo a

escala natural) o bien en un modelo físico o matemático. La información que se presentaría en este caso sería: esfuerzos o deformaciones obtenidas con medidores especiales, elementos mecánicos, efectos corrosivos, etc... Se recomienda en este caso la aplicación de los métodos variacionales y la computación electrónica.



REFERENCIAS

- (1) DOCK & HARBOUR ENGINEERING -- H. F. Cornick -- Charles Griffin & Co.
- (2) Sheet piling, Cofferdams & Caissons -- Donovan H. Lee.
- (3) EARTH RETAINING STRUCTURES--The Institution of Civil Engineers, England.
- (4) WINDS, WAVES & MARITIME STRUCTURES -- R. R. Minikin
- (5) Design and Construction of Ports and Marine Structures -- Alonzo De F. Quinn.
- (6) BULLETIN OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESSES
- (7) MOORING PANEL REPORT -- Investigations and subsequent recommendations on the mooring of tankers and the necessary equipment to effect such mooring.
- (8) P. I. A. N. C. British National Committee Memorandum on "Suitable Mooring and Strength of Mooring Attachment for Various Sizes of Ships.
- (9) Substructure Analysis and Design -- Paul Andersen.
- (10) Piling for Foundations -- R. R. Minikin
- (11) Explanatory Handbook on the B.S. CODE OF PRACTICE for reinforced concrete.
- (12) Reinforced Concrete Designer's Handbook by Chas. E. Reynolds.
- (13) OBRAS MARITIMAS, OLEAJE Y DIQUES por Ramón Iribarren Cavanilles
- (14) Publicaciones de la Off shore Technology Conference





GOOD YEAR DOCK FENDERS

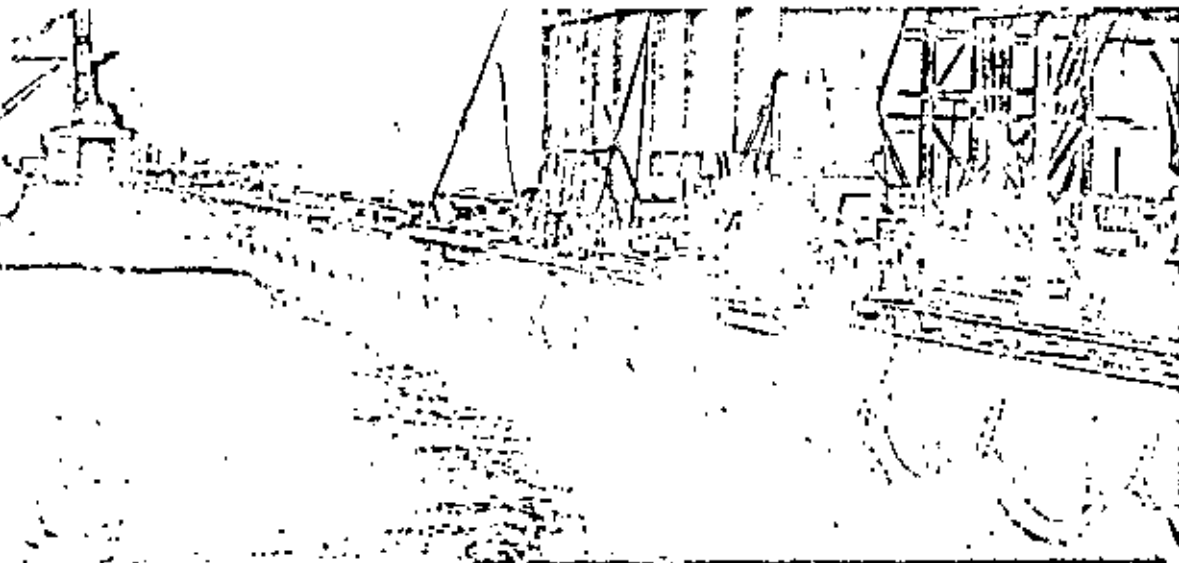
FOR PORT AND HARBOR INSTALLATIONS

Since they were first developed by Goodyear more than 25 years ago, rubber Dock Fenders have been proving their reliability and economy on ships, piers, dolphins, and all types of harbor installations. They have demonstrated a remarkable ability to withstand heavy loading, rough usage, and a wide variety of climatic and tidal conditions.

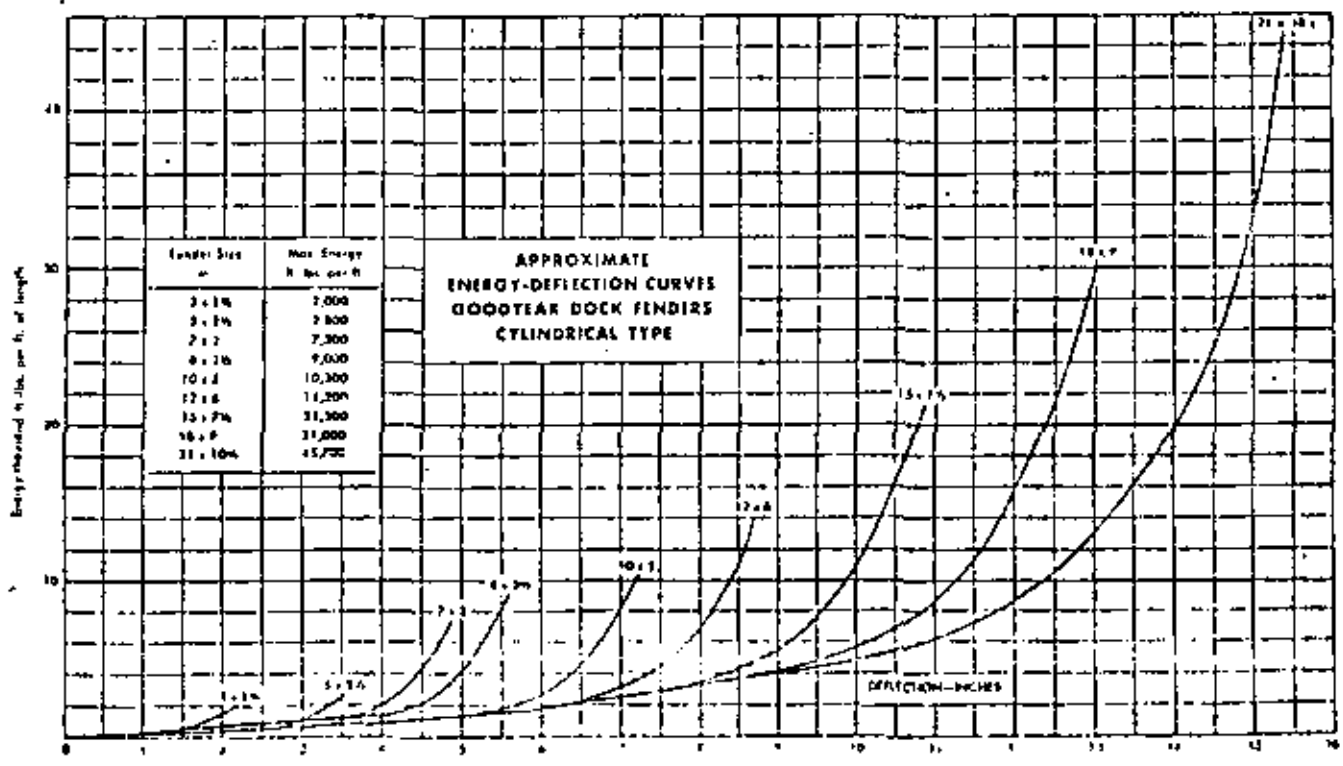
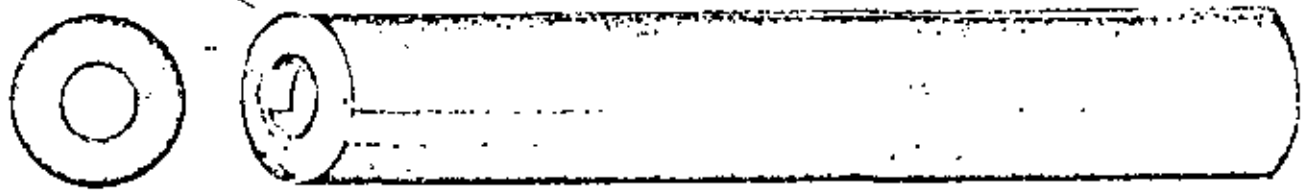
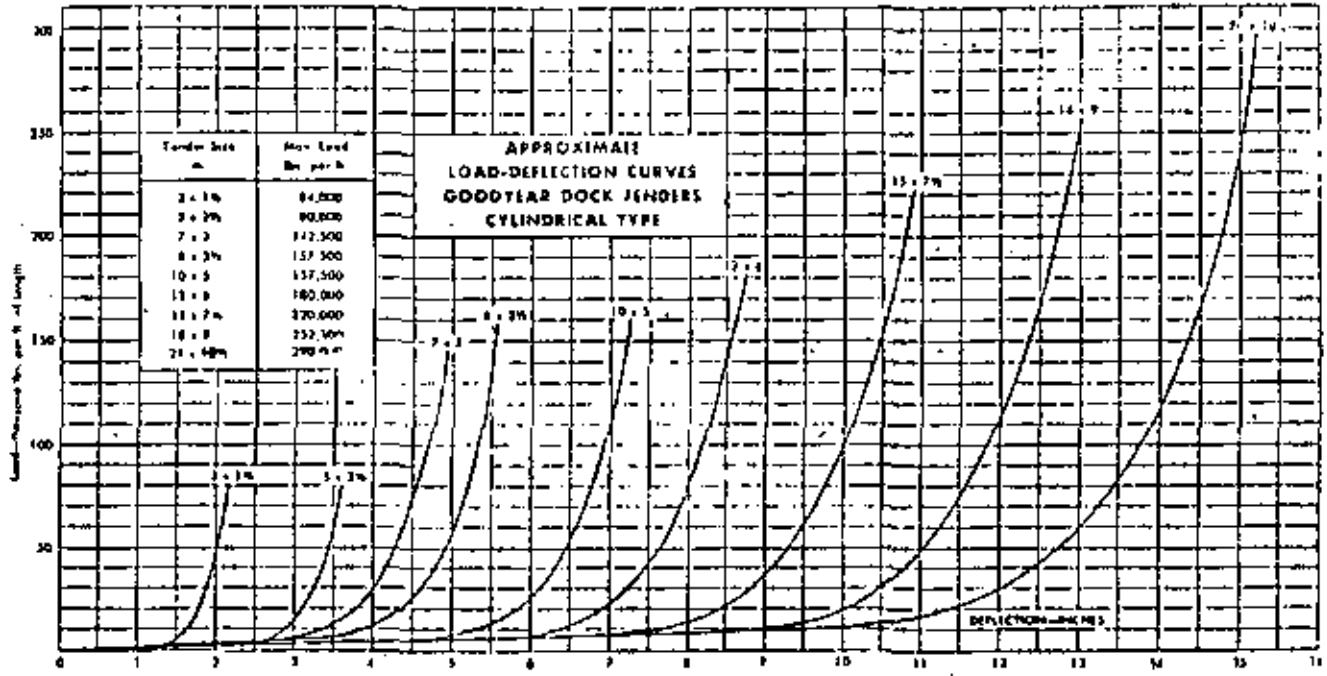


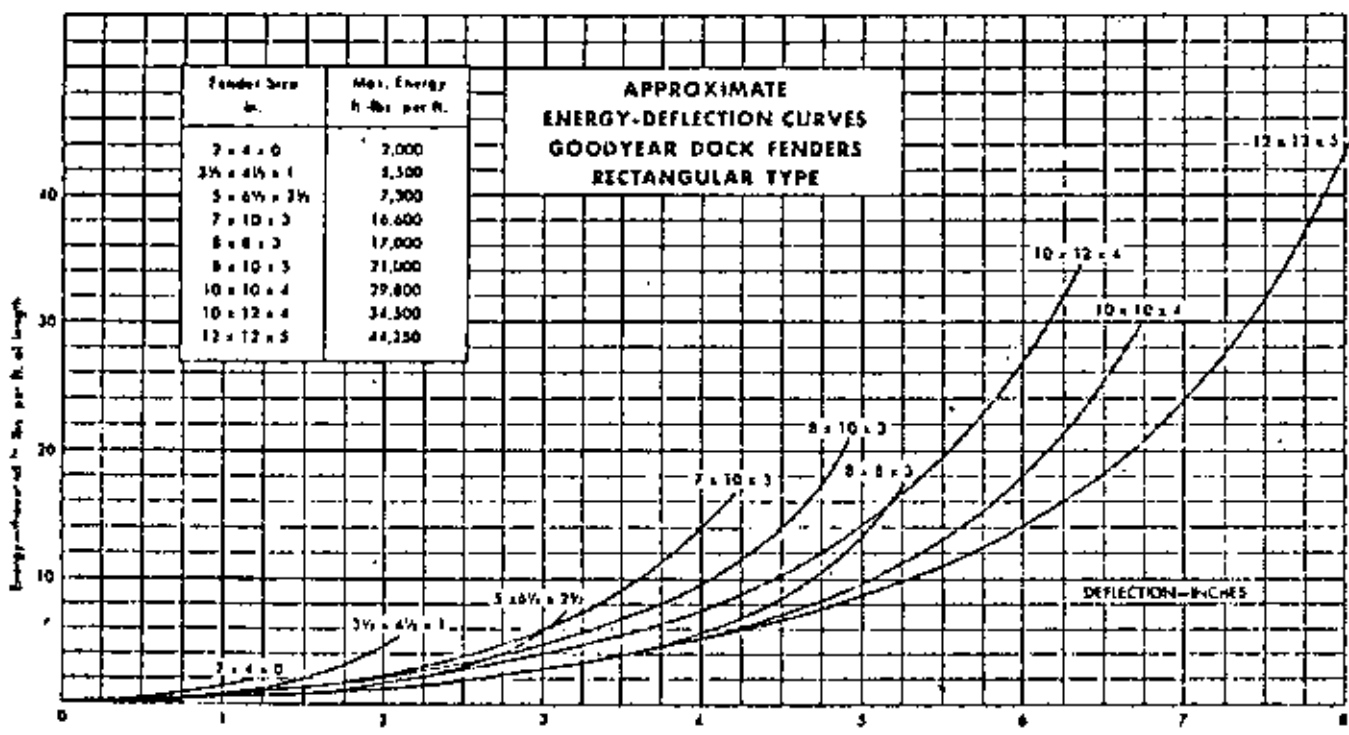
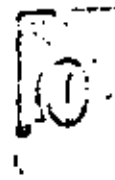
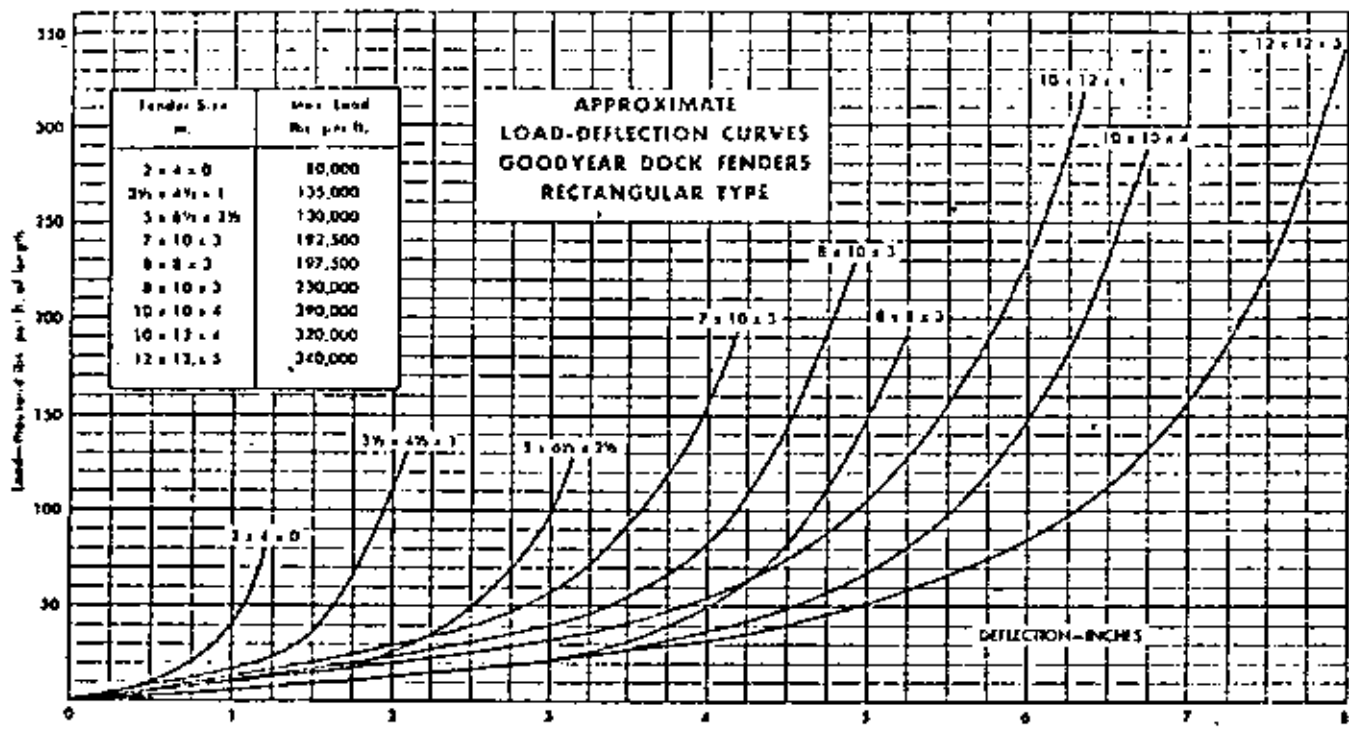
View of a compressed Goodyear Dock Fender. Here an air boat is being loaded. When it is moved from the dock the fender will return to its original shape.

Suspended by chains and cable, cylindrical fenders placed horizontally on this sheet steel dolphin provide protection for both dolphin and ships.



Units of Goodyear dock fendering can be quickly rearranged to suit changing conditions. Here lengths of cylindrical fendering are fastened to provide continuous protection.





GOOD YEAR

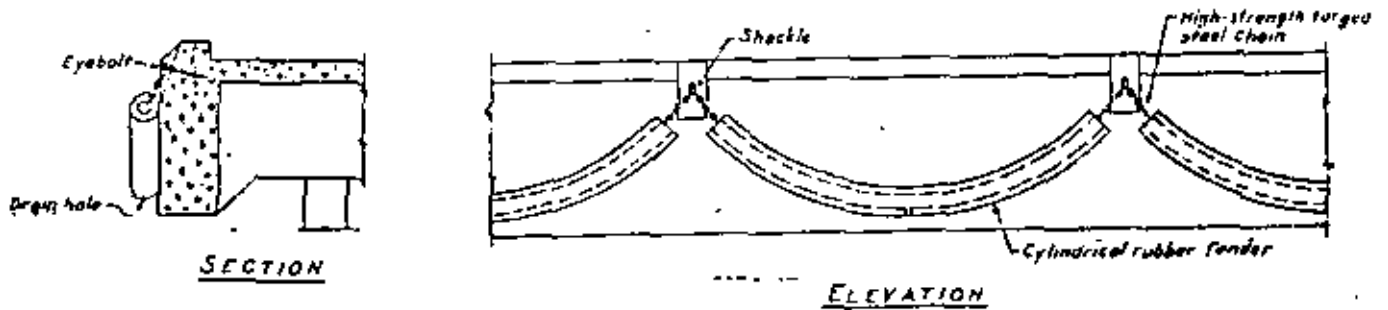
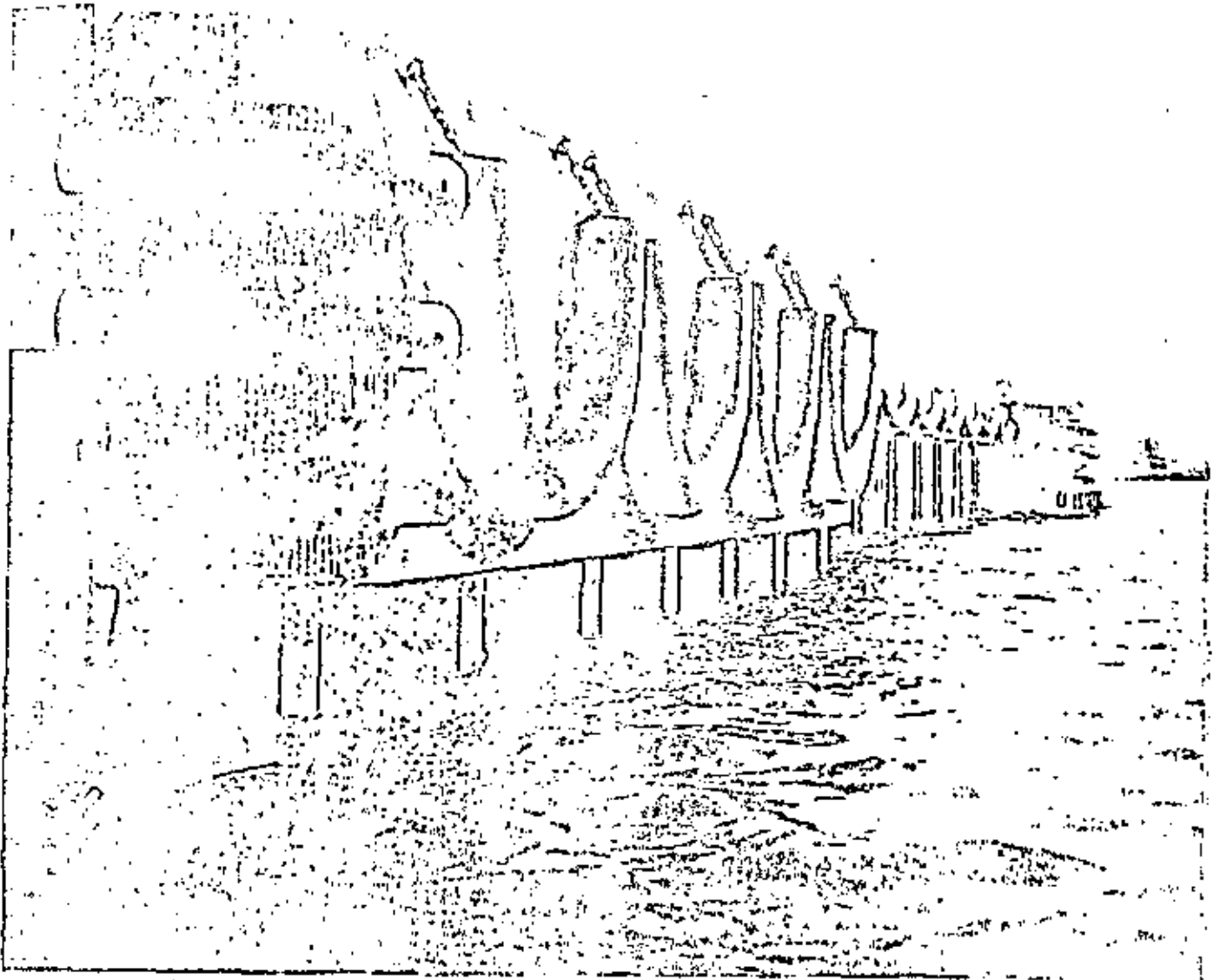


Table 5.10 Suggested Chain Sizes for Cylindrical and Rectangular Draped Rubber Fenders

Cylindrical fender size	Rectangular fender size	Trade size of chain, in.	Material size, in.	Inside length link, in.	Inside width link, in.	Weight per 100 ft, lb.	Proof test, lb.	Working load, lb.
6" x 2 1/2"	{ 6" x 6 1/2" x 2 1/2" 7" x 10" x 3" 8" x 8" x 3"	30	35a	175a	130a	285	14,000	7,000
7" x 3"		34	35a	175a	130a	433	20,250	10,125
8" x 3 1/2"		34	35a	175a	130a	433	20,250	10,125
10" x 5"	{ 10" x 10" x 4" 10" x 12" x 4"	34	35a	175a	130a	433	20,250	10,125
12" x 6"		34	35a	175a	130a	433	20,250	10,125
14" x 7 1/2"	{ 12" x 12" x 5" 12" x 12" x 6"	36	35a	175a	130a	433	20,250	10,125
18" x 8"		36	35a	175a	130a	433	20,250	10,125

a. Chain link strength of 25,000 psi.

CYLINDRICAL



RECTANGULAR



TYPE M-4



WINGTYPE



ENGINEERING SPECIFICATIONS, Nominal Sizes Offered

CYLINDRICAL FENDERS

Outside Diameter (inches)	Bore (inches)	Wall Thickness (inches)	Weight (pounds per foot)
3	1 3/4	13/16	3
5	2 1/2	1 1/4	7 1/2
7	3	2	16 1/2
8	3 1/2	2 1/4	21
10	5	2 1/2	30 1/2
12	6	3	44
15	7 1/2	3 3/4	69
18	9	4 1/2	99 1/4
21	10 1/2	5 1/4	135
24	12	6	175

TYPE M-4 FENDERS

Height (inches)	Height (inches)	Bore (inches)	Weight (pounds per foot)
4 1/2	3 3/4	2" x 2 1/4"	4 1/2

All given or stated dimensions are nominal and the following manufacturing specifications apply—being either plus or minus: 3% on O.D.; 8% on bore; 4% on thickness or width; 1% or at least 1/8" on length.

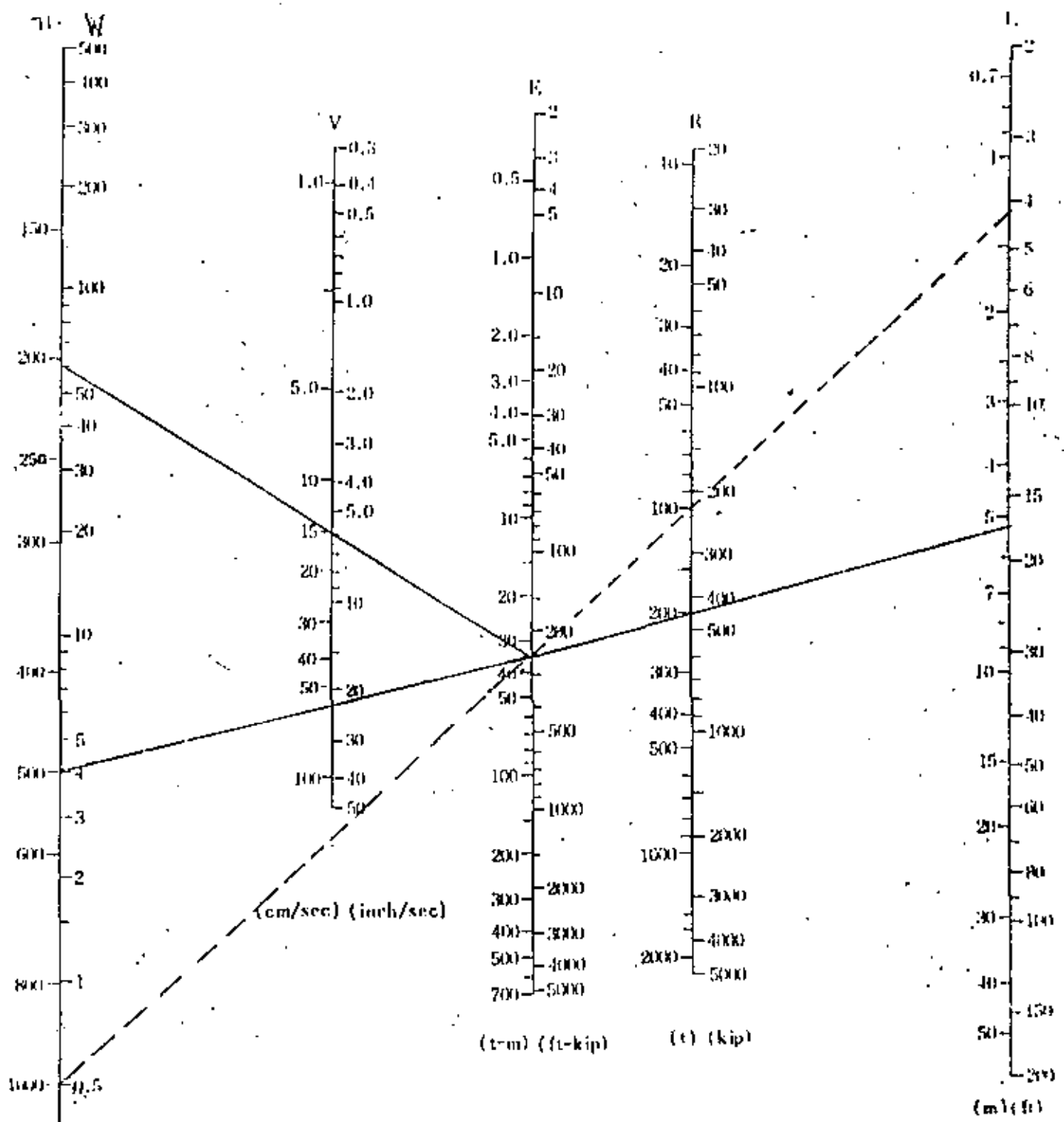
RECTANGULAR FENDERS

Thickness (inches)	Width (inches)	Bore (inches)	Weight (pounds per foot)
2	4	—	4
3 1/4	4 1/4	1	7 1/2
5	6 1/2	2 1/2	14
7	10	3	32 1/2
8	8	3	29 1/2
8	10	3	37 1/4
10	10	4	45 1/4
10	12	4	56
12	12	5	64 1/2

WINGTYPE FENDERS

Outside Diameter (inches)	Inside Diameter (inches)	Flange Base Width (inches)	Weight (pounds per foot)
3	1	6	4.8
4	2	6 1/2	6.8
4	1	6 1/4	8
6	2	9 1/2	17
10	3	16	50

Goodyear Dock Fenders are manufactured in four styles: Cylindrical, Rectangular, Type M-4 (half-oval), and Wingtype. They are available in a wide range of sizes and lengths up to 18 feet. When specified, integrally vulcanized end plugs are available.

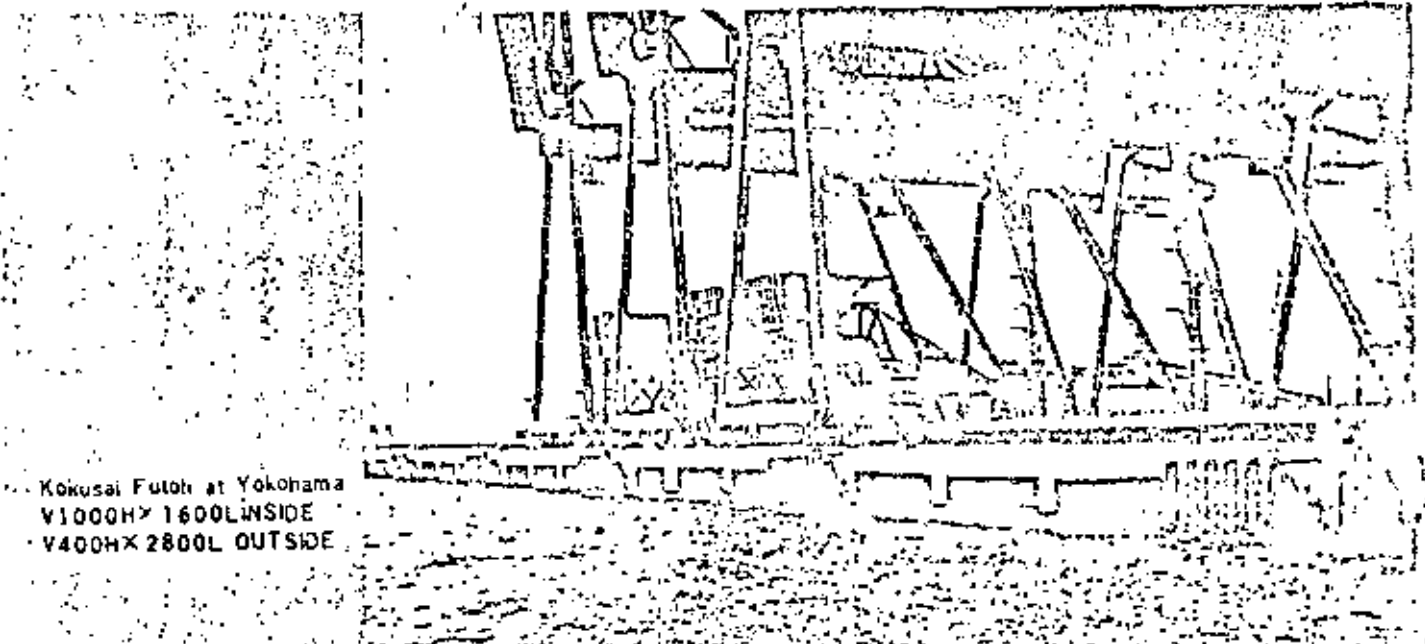
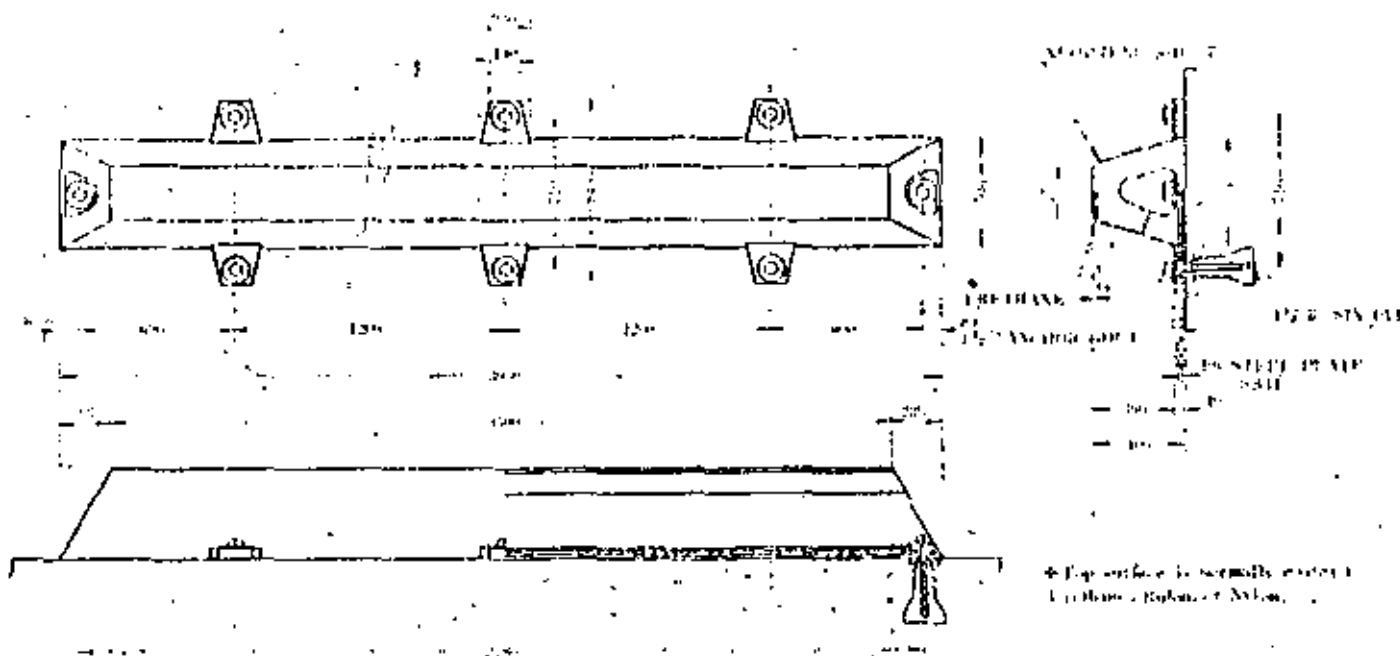


W : Vertical weight of the vessel (1000ton)
 V : Berthing Velocity (cm/sec). (inch/sec.)
 E : Energy (t-m) (ft-KIP)
 R : Height of the V-type Dock Fender
 L : Length of Rubber Dock Fender (m) (ft)
 H : Reaction Force (t) (KIP)

1KIP=1000lbs

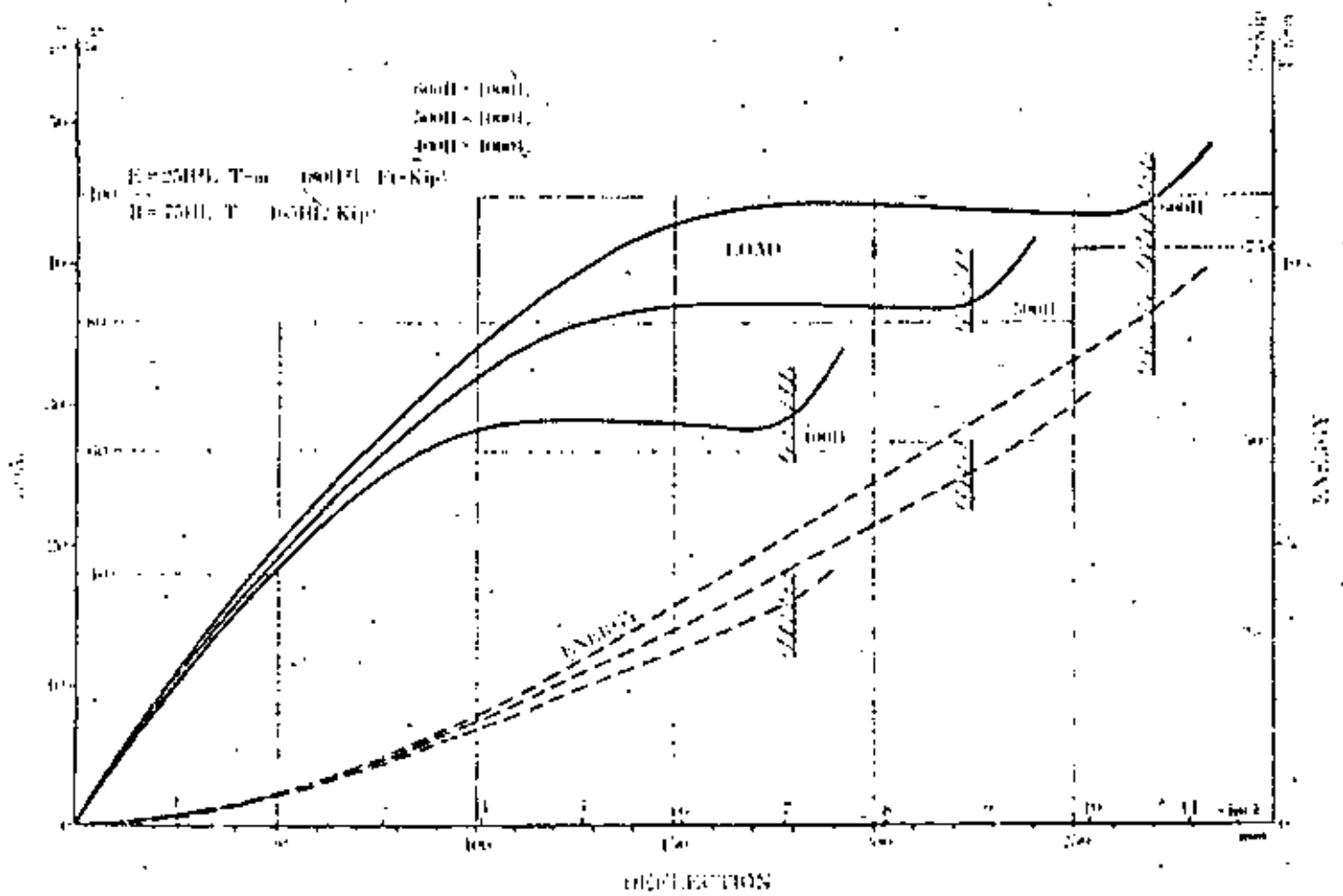


V400H

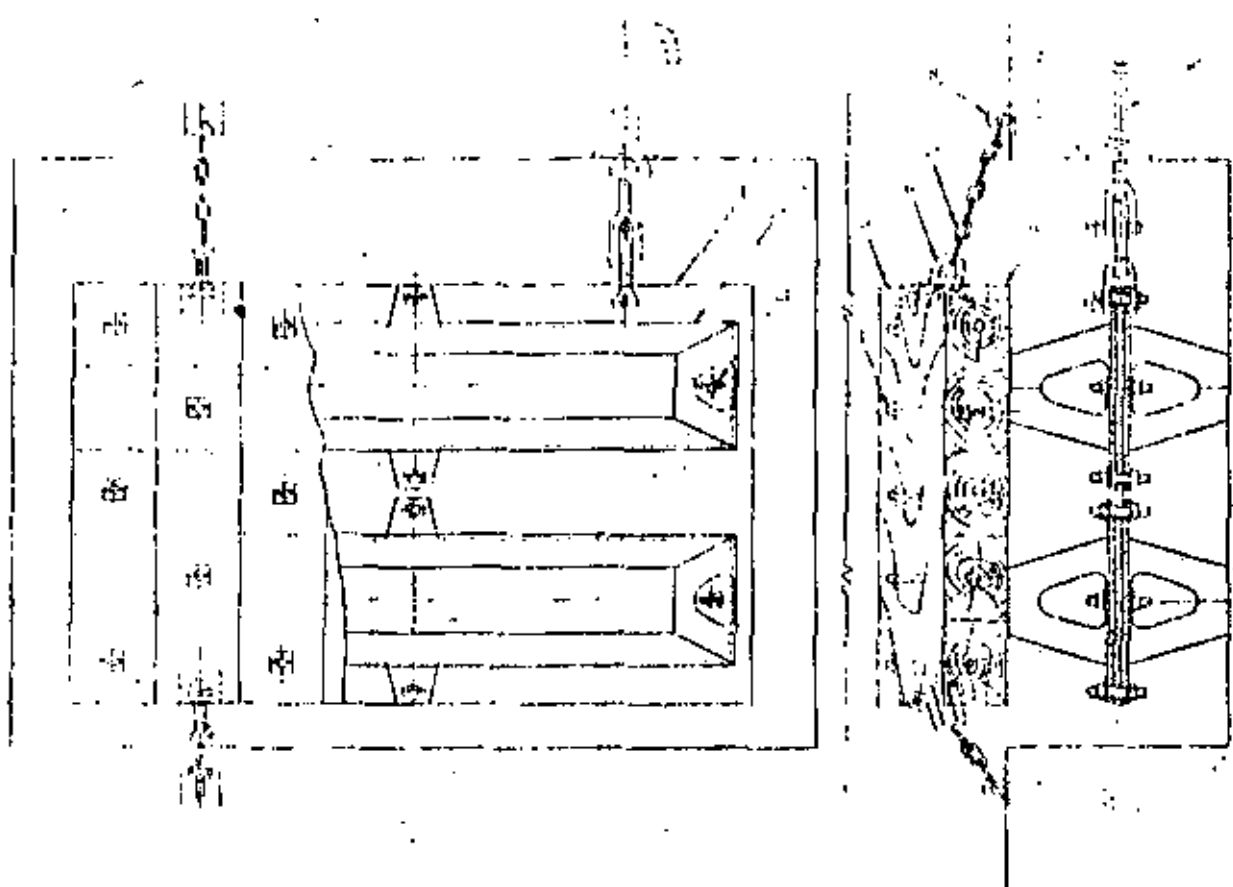


Kokusai Futeh at Yokohama
 V1000H > 1600L INSIDE
 V400H X 2800L OUTSIDE

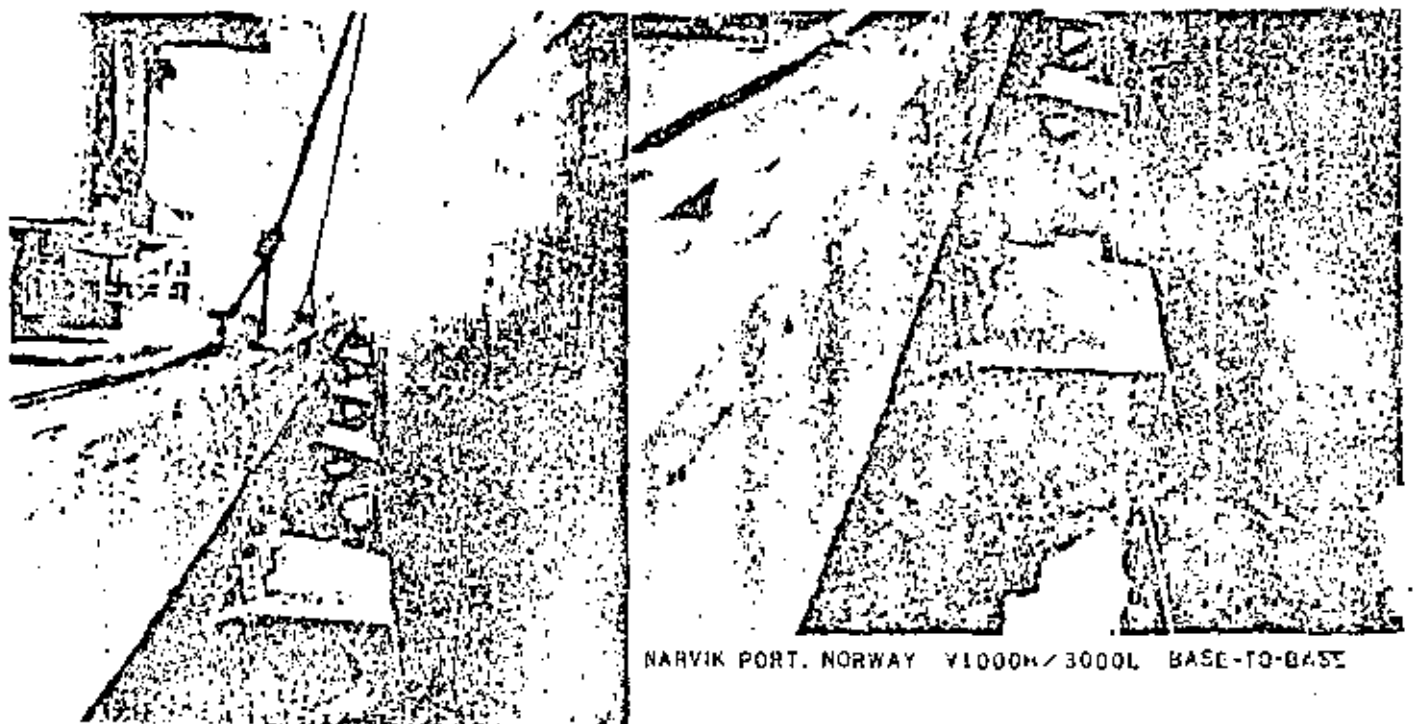
CHARACTERISTIC CURVES OF 600H, 500H, & 400H



BASE-TO-BASE DOCK FENDER UNIT PLAN



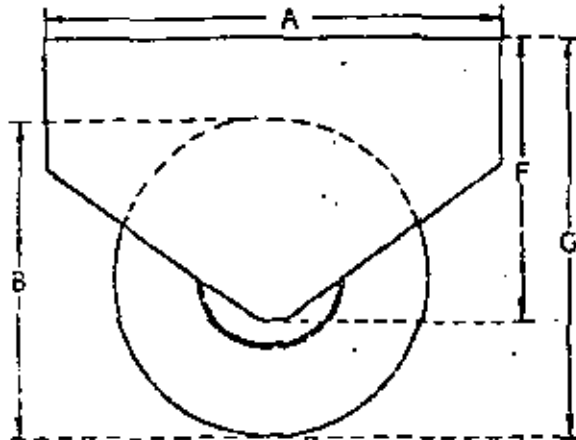
No.	Description	No.	Description
1	Steel plate	6	Shackles
2	Rubber Dock Fenders	7	Short-link chain
3	Fender bracing bolts	8	Anchor bolt
4	Wooden block bracing bolts	9	Wooden blocks
5	Wooden blocks	10	Anchor bolt



NARVIK PORT, NORWAY Y1000M/3000L BASE-TO-BASE

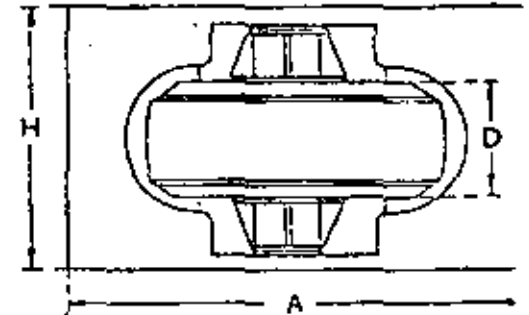
Firestone Burleigh

Firestone Burleigh



TECHNICAL DATA
FIXED UNIT TYPE
PNEUMATIC FENDER
(STANDARD SIZES)

FOR INCORPORATING IN
DOCK AND QUAY WALLS
JETTIES AND LOCKS

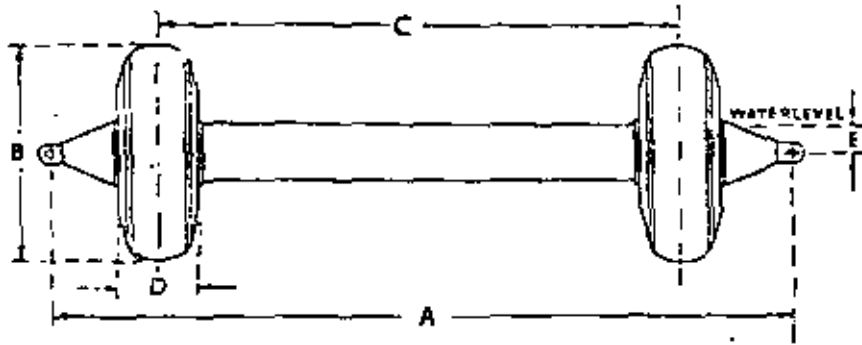


1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11
FENDER WHEEL O.D. "B"		WHEEL SECTION WIDTH "D"		LOADING PER WHEEL		ENERGY ABSORPTION OF UNIT		MAXIMUM DEFLECTION OF WHEEL		LENGTH OF UNIT "A"		DEPTH OF FRAMEWORK "F"		DEPTH OF WHEEL UNIT "C"		WIDTH OF UNIT "H"		WEIGHT OF UNIT		CODE NUMBER
In.	cm.	In.	cm.	Tons	KG.	Tons Ft.	M.K.G.	In.	cm.	In.	cm.	In.	cm.	In.	cm.	In.	cm.	Cwt.	KG.	
30-6	77-7	8-2	20-8	1-5	1525	0-35	109	6-0	15-2	48	121-9	29	73-7	40	101-6	20	50-8			50-1-FX
38-4	97-0	8-9	22-4	5-0	5023	1-14	351	6-4	16-2	56	142-2	35	88-9	50	127-0	21	53-3			38-1-FX
54-0	137-1	24-0	60-9	17-0	17282	13-0	4069	21-2	53-8	85	215-9	49	124-5	71	180-3	42	106-7			54-1-FX
62-0	157-5	20-0	50-8	19-2	19519	14-0	4450	19-0	48-3	96	243-8	54	137-2	81	205-7	38	96-5			62-1-FX
68-9	175-0	27-1	68-8	24-0	24398	18-0	5650	20-0	50-8	104	264-2	58	147-3	87	221-0	45	114-3			68-1-FX
75-8	192-1	25-7	65-3	30-3	30203	23-0	7250	22-0	55-9	109	276-9	64	167-6	94	238-8	44	111-8			75-1-FX
77-9	197-8	30-1	76-4	53-0	52080	56-0	17437	26-5	67-3	108	274-3	66	167-6	92	231-5	49	124-5			77-1-FX
83-9	213-1	30-1	76-4	89-8	29647	36-0	14225	26-5	67-3	124	315-0	71	180-3	105	266-7	50	127-0			83-1-FX
114-0	289-5	32-9	83-8	83-0	84378	171-0	41850	46-0	116-8	163	414-0	102	259-1	148	376-0	60	152-4			114-1-FX

WEIGHTS OF UNITS ACCORDING TO PARTICULAR APPLICATION ARE AVAILABLE ON REQUEST

Firestone Burleigh

Firestone Burleigh

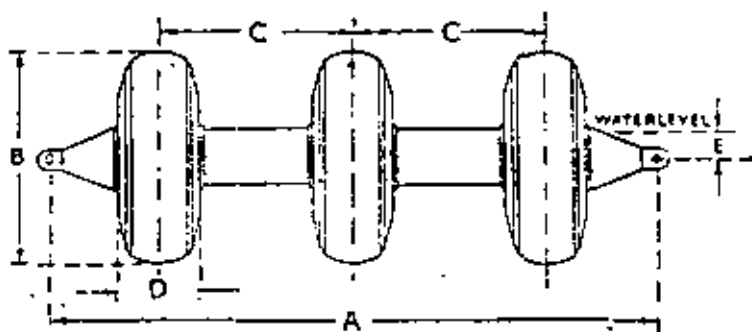


TECHNICAL DATA
2-WHEEL TYPE
FLOATING
PNEUMATIC FENDER
 STANDARD SIZES

1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12	
FENDER WHEEL C.D. "B"		WHEEL SECTION "D"		NUMBER OF WHEELS		LOADING PER WHEEL		ENERGY ABSORPTION PER WHEEL		LOADING PER UNIT		MAXIMUM DEFLECTION OF WHEELS		WATER LEVEL ABOVE C/L "E"		LENGTH OF UNIT "A"		WHEEL SPACING "C"		WEIGHT OF UNIT		CODE NUMBER	
in.	cm.	in.	cm.		Tons	KG.	Ton Ft.	M.KG.	Tons	KG.	in.	cm.	in.	cm.	in.	cm.	in.	cm.	in.	cm.	Cwt.	KG.	
30.6	77.3	8.2	20.8	2	1.5	1525	0.28	85.7	3.0	3050	4.9	12.4	1.4	3.6	105	269.2	72	182.9	2.8	142			30-2F-4C
38.4	97.0	8.9	22.6	2	5.0	5003	0.91	281	10.0	10166	5.2	13.2	2.9	7.4	143	363.2	96	243.8	8.4	425			38-2F-8C
54.0	137.1	24.0	60.9	2	17.0	17282	10.5	1255	34.0	34564	16.0	40.6	C/L	C/L	165	419.1	96	243.8	17.2	871			54-2F-20C
62.0	157.5	20.0	50.8	2	19.2	19519	11.5	3560	38.4	39038	15.0	38.1	6.0	15.2	189	480.0	144	365.7	26.6	1350			62-2F-12C
62.0	157.5	20.0	50.8	2	19.2	19519	11.5	3560	38.4	39038	15.0	38.1	6.3	16.0	237	601.9	192	487.6	28.4	1440			62-2F-16C
68.9	175.0	27.1	68.9	2	24.0	24398	14.6	4520	48.0	48794	15.6	39.6	7.0	17.8	210	533.3	144	365.7	42.6	2155			68-2F-12C
75.8	192.7	25.7	65.3	2	30.3	30803	18.7	5800	60.6	61606	17.0	43.2	8.8	22.3	204	518.1	144	365.7	51.0	2580			76-2F-12C
77.9	197.8	30.1	76.4	2	33.0	33880	45.0	13750	106.0	107760	22.0	55.9	7.4	18.8	216	549.6	144	365.7	60.0	3040			78-2F-12C
83.9	213.1	30.1	76.4	2	39.0	39647	29.0	8980	78.0	79294	21.0	53.3	5.0	12.7	240	609.6	168	426.7	71.6	3625			84-2F-14C
114.0	289.5	38.9	99.8	2	83.0	84378	108.0	33480	166.0	163756	36.0	91.4	7.5	8.9	350	859.0	240	609.6	138.0	7000			114-2F-20C

Firestone Burleigh

Firestone Burleigh

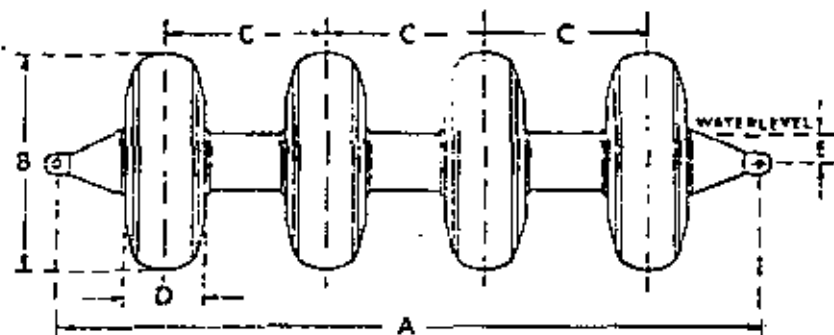


TECHNICAL DATA
3-WHEEL TYPE
FLOATING
PNEUMATIC FENDER
 STANDARD SIZES

1		2		3	4		5		6		7		8		9		10		11		12
FENDER WHEEL O.D. "B"		WHEEL SECTION "D"		NUMBER OF WHEELS	LOADING PER WHEEL		ENERGY ABSORPTION PER WHEEL		LOADING PER UNIT		MAXIMUM DEFLECTION OF WHEELS		WATER LEVEL ABOVE C/L "E"		LENGTH OF UNIT "A"		WHEEL SPACING "C"		WEIGHT OF UNIT		CODE NUMBER
in.	cm.	in.	cm.		Tons	KG.	Tons Ft.	M.KG.	Tons	KG.	in.	cm.	in.	cm.	in.	cm.	in.	cm.	Cwt.	KG.	
30.6	77.7	8.2	20.8	3	1.5	1525	0.28	86.7	4.5	4575	4.9	12.4	0.75	1.9	106	269	36	91	3.4	172	33-3F-3C
38.4	97.0	8.9	22.6	3	3.0	5083	0.91	281	15.0	15249	5.2	13.2	3.5	8.9	119	302	35	91	9.2	465	38-3F-3C
54.0	137.1	24.0	60.9	3	17.0	17282	10.5	3255	51.0	51846	16.0	40.6	C/L	C/L	165	419	60	152	23.4	1113	54-3F-5C
62.0	157.5	20.0	50.8	3	19.2	19517	11.5	3560	57.6	58557	15.0	38.1	5.3	13.5	189	480	72	183	35.0	1775	62-3F-6C
68.9	175.0	27.1	68.8	3	24.0	24398	14.6	4520	72.0	73194	15.6	39.6	7.0	17.8	210	531	72	183	58.2	2950	69-3F-6C
73.8	192.7	25.7	65.3	3	30.3	30303	18.7	5800	90.9	92409	17.0	43.2	8.5	21.6	204	518	72	183	69.8	3520	76-3F-6C
77.9	197.8	30.1	76.4	3	53.0	53880	45.0	13950	159.0	161840	22.0	55.9	7.0	17.8	216	548	72	183	82.4	4185	78-3F-6C
83.9	213.1	30.1	76.4	3	39.0	39647	29.0	8990	117.0	118941	21.0	53.3	4.3	10.9	240	609	84	213	91.6	4645	84-3F-7C
114.0	289.5	38.9	98.8	3	83.0	84378	309.0	33450	249.0	251134	36.0	91.4	1.5	6.3	290	732	90	229	200.2	10176	114-3F-7.5

Firestone Burleigh

Firestone Burleigh

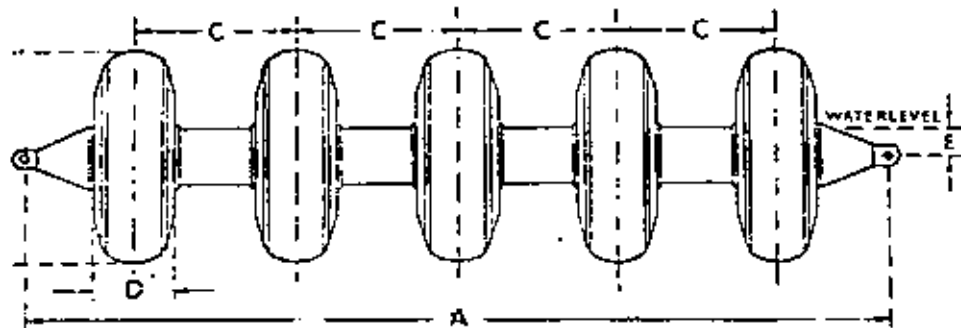


TECHNICAL DATA
4-WHEEL TYPE
FLOATING
PNEUMATIC FENDER
 STANDARD SIZES

1		2		3	4		5		6		7		8		9		10		11		12
FENDER WHEEL O.D. "B"		WHEEL SECTION "D"		NUMBER OF WHEELS	LOADING PER WHEEL		ENERGY ABSORPTION PER WHEEL		LOADING PER UNIT		MAXIMUM DEFLECTION OF WHEELS		WATER LEVEL ABOVE C/L "E"		LENGTH OF UNIT "A"		WHEEL SPACING "C"		WEIGHT OF UNIT		CODE NUMBER
in.	cm.	in.	cm.		Tons	KG.	Tons Ft.	MEG.	Tons	KG.	in.	cm.	in.	cm.	in.	cm.	in.	cm.	Cwt.	KG.	
33-6	77-7	8-2	20-8	4	1-5	1525	0-25	66-7	6-0	6100	4-9	12-4	0-63	1-6	125	318	30	76	4-4	223	30-4F-2-5C
36-4	97-0	8-9	22-6	4	5-6	5081	0-91	291	20-0	20332	5-2	13-2	3-6	9-1	155	395	36	91	12-2	619	26-4F-3C
54-0	137-1	24-0	60-1	4	17-0	17282	10-5	3255	68-0	69128	16-0	40-6	C/L	C/L	225	572	60	152	29-6	1500	54-4F-5C
62-0	157-5	20-0	50-8	4	19-2	19519	11-5	3560	76-8	78076	15-0	38-1	4-8	12-2	243	617	66	167	46-0	2310	62-4F-5-5C
68-9	175-0	27-1	68-8	4	24-0	24398	14-6	4520	96-0	97592	15-6	39-6	4-8	17-3	264	671	66	167	76-4	3970	69-4F-5-5C
75-8	192-7	25-7	65-3	4	30-3	30803	18-7	5800	121-2	123212	17-0	43-2	8-3	21-1	240	609	40	152	90-2	4550	76-4F-5C
77-9	197-3	30-1	76-4	4	53-0	51880	45-0	13950	212-0	215520	22-0	55-9	6-6	16-7	252	640	60	152	107-2	5440	78-4F-5C
83-9	213-1	30-1	76-4	4	39-0	39647	29-0	8993	156-0	158508	21-0	53-3	4-0	10-2	270	685	66	167	124-0	6295	84-4F-5-5C
114-0	289-5	38-9	98-6	4	83-0	84378	109-0	33480	332-0	337512	36-0	91-4	2-0	5-1	380	965	90	229	264-2	13370	114-4F-7-5C

Firestone Burleigh

Firestone Burleigh

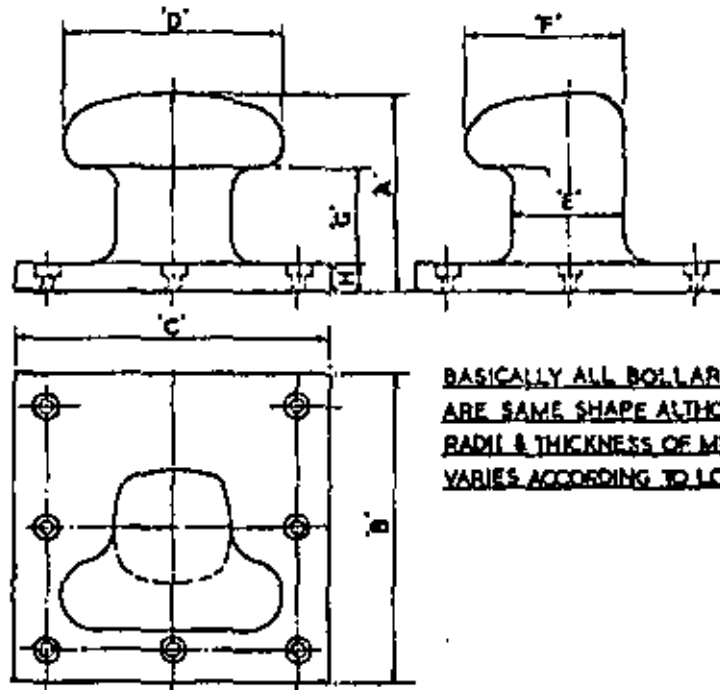


TECHNICAL DATA
5-WHEEL TYPE
FLOATING
PNEUMATIC FENDER
 STANDARD SIZES

1		2		3	4		5		6		7		8		9		10		11		12
FENDER WHEEL O.D. "B"		WHEEL SECTION "D"		NUMBER OF WHEELS	LOADING PER WHEEL		ENERGY ABSORPTION PER WHEEL		LOADING PER UNIT		MAXIMUM DEFLECTION OF WHEELS		WATER LEVEL ABOVE C/L "E"		LENGTH OF UNIT "A"		WHEEL SPACING "C"		WEIGHT OF UNIT		CODE NUMBER
in.	cm.	in.	cm.		Tons	KG.	Tons Ft.	M.KG.	Tons	KG.	in.	cm.	in.	cm.	in.	cm.	in.	cm.	Cwt.	KG.	
30.6	77.7	8.2	20.8	5	1.5	1525	0.28	86.7	7.5	7625	4.9	12.4	0.5	1.3	154	391	30	76.2	5.5	278	30-SF-2-5C
38.4	97.0	8.9	22.6	5	5.0	5093	0.91	281	25.0	25415	5.2	13.2	3.8	9.7	191	485	36	91.4	15.1	770	30-SF-3C
54.0	137.1	24.0	60.9	5	17.0	17202	10.5	3255	65.0	66410	16.0	40.6	C/L	C/L	225	571	48	121.9	34.9	1780	54-SF-4C
62.0	157.5	20.0	50.8	5	19.2	19519	11.5	3560	96.0	97595	15.0	38.1	4.3	10.9	309	785	66	167.6	56.9	2875	62-SF-5-5C
68.9	175.0	27.1	68.8	5	24.0	24398	14.6	4520	120.0	121990	15.6	39.6	6.5	16.5	306	777	60	152.4	94.2	4270	65-SF-5C
75.8	192.7	25.7	65.3	5	30.3	30801	12.7	5800	157.5	154015	17.0	43.2	7.8	19.8	300	762	60	152.4	112.4	5700	76-SF-5C
77.9	197.8	30.1	76.4	5	53.0	53880	45.0	13250	265.0	267400	22.0	55.9	6.4	16.2	312	792	60	152.4	133.4	6760	78-SF-5C
83.9	213.1	30.1	76.4	5	39.0	39647	29.0	8963	195.0	198235	21.0	53.3	3.8	9.7	336	853	56	167.6	154.0	7800	84-SF-5-5C
114.0	289.5	38.9	98.9	5	23.0	23378	108.0	33490	415.0	421870	36.0	91.4	1.8	4.6	470	1194	90	228.6	329.8	16700	114-SF-7-5C

W. RICHARDS & SONS LTD. BRITANNIA FOUNDRY
MIDDLESBROUGH

- CAST IRON TYPE HW BOLLARDS -



BASICALLY ALL BOLLARDS
ARE SAME SHAPE ALTHOUGH
RADI & THICKNESS OF METAL
VARIES ACCORDING TO LOADING

DIMENSIONS IN FT & INS WITH DATA.

TYPE	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	NO. BOLTS	SIZE BOLTS	WT	RAT. IN TONS
HW15	1' 11"	2' 9"	2' 9"	2' 1"	1' 0"	1' 6"	1' 0"	21"	7	1"	8 1/2 cwt	15 Tons
HW20	1' 10"	2' 9"	2' 9"	2' 1"	1' 0"	1' 6"	1' 0"	21"	7	1 1/8"	10 cwt	20 Tons
HW30	2' 0"	3' 3"	3' 3"	2' 3"	1' 2"	1' 8"	1' 0"	31"	7	1 1/2"	12 1/2 cwt	30 Tons
HW40	2' 0 1/2"	3' 3"	3' 3"	2' 3"	1' 2"	1' 8"	1' 0"	31"	7	1 1/2"	14 cwt	40 Tons
HW50	2' 0 1/2"	3' 3"	3' 3"	2' 3"	1' 2"	1' 8"	1' 0"	31"	7	1 1/2"	15 1/2 cwt	50 Tons
HW60	2' 0 1/2"	3' 3"	3' 3"	2' 4"	1' 3"	1' 9"	1' 0"	31"	7	1 1/2"	15 1/2 cwt	60 Tons
HW70	2' 0 1/2"	3' 3"	3' 3"	2' 4"	1' 3"	1' 9"	1' 0"	31"	7	1 1/2"	16 cwt	70 Tons
HW80	2' 0 1/2"	3' 3"	3' 3"	2' 4"	1' 3"	1' 9"	1' 0"	31"	7	2"	17 1/2 cwt	80 Tons
HW100	2' 1"	3' 3"	3' 3"	2' 4"	1' 3"	1' 9"	1' 0"	4"	7	2 1/2"	19 1/2 cwt	100 Tons

FACTOR OF SAFETY - 3

BOLT SPECIFICATION - 28/33 TONS/50 INS.

WEIGHTS OF BOLLARDS ARE APPROXIMATE.

Specifications of Vessels

Category of vessel	Berthing Energy								Berthing energy (ton-m)		
	Gross tonnage	Loaded displacement tonnage	Length (m)	Width (m)	Depth (m)	Full draught (m)	Additional weight (ton)	Estimated weight (ton)	Berthing speed (at 0.1m/s)	Berthing speed (at 0.2m/s)	Berthing speed (at 0.3m/s)
Passenger ship	500	500	50.0	8.2	4.5	4.0	644	1,144	0.29	1.17	2.63
	1,000	1,000	65.0	10.0	5.3	4.5	1,060	2,060	0.53	2.10	4.73
	2,000	2,000	82.0	12.0	6.4	5.2	1,785	3,785	0.97	3.86	8.69
	3,000	3,000	95.0	13.5	7.3	5.7	2,485	5,485	1.40	5.60	12.59
	4,000	4,000	105.0	14.8	8.0	6.3	3,355	7,355	1.88	7.51	16.89
	5,000	5,000	113.0	15.8	8.8	6.8	4,206	9,206	2.35	9.39	21.14
	6,000	6,000	121.0	16.7	9.5	7.2	5,050	11,050	2.82	11.28	25.37
	7,000	7,000	127.0	17.5	10.2	7.6	5,905	12,905	3.29	13.17	29.63
	8,000	8,000	134.0	18.2	10.8	8.0	6,904	14,904	3.80	15.21	34.22
	10,000	10,000	145.0	19.2	12.0	8.5	8,433	18,433	4.70	18.81	42.32
	15,000	15,000	165.0	21.5	13.0	8.8	10,286	25,286	6.45	25.80	58.05
	20,000	20,000	180.0	23.0	13.8	9.0	11,737	31,737	8.10	32.38	72.87
	30,000	30,000	210.0	26.5	15.5	9.5	15,257	45,257	11.55	46.18	103.91
50,000	50,000	245.0	30.5	18.0	10.5	21,744	71,744	18.30	73.21	164.72	
80,000	80,000	290.0	36.0	21.0	11.7	31,957	111,957	28.56	114.24	257.04	
Freighter	700	933	50.0	8.3	4.2	3.9	612	1,545	0.39	1.58	3.55
	1,000	1,333	57.0	8.7	4.4	4.2	809	2,142	0.55	2.19	4.92
	2,000	2,667	75.0	10.8	5.7	4.9	1,450	4,117	1.05	4.20	9.45
	3,000	4,000	89.0	12.4	6.7	5.6	2,247	6,247	1.59	6.37	14.34
	4,000	5,333	101.0	13.7	7.5	6.1	3,025	8,358	2.13	8.53	19.19
	5,000	6,667	111.0	14.8	8.2	6.6	3,892	10,559	2.69	10.78	24.24
	6,000	8,000	119.0	15.6	8.8	7.0	4,694	12,694	3.24	12.59	29.14
	7,000	9,333	126.0	16.4	9.3	7.4	5,554	14,887	3.80	15.19	34.18
	8,000	10,667	132.0	17.0	9.8	7.7	6,300	16,967	4.33	17.31	38.95
	9,000	12,000	137.0	17.6	10.2	8.0	7,058	19,058	4.86	19.45	43.76
	10,000	13,333	142.0	18.1	10.6	8.2	7,686	21,019	5.36	21.45	48.26
	12,000	16,000	150.0	19.0	11.2	8.6	8,931	24,931	6.36	25.44	57.24
	15,000	20,000	160.0	20.0	11.9	9.1	10,666	30,666	7.82	31.29	70.41
17,000	22,667	164.0	20.5	12.3	9.4	11,665	34,332	8.76	35.03	78.82	
20,000	26,667	170.0	21.0	12.7	9.8	13,143	39,810	10.16	40.62	91.40	
Tanker	300	400	37.0	7.0	3.3	3.0	268	668	0.17	0.66	1.53
	500	667	43.0	7.8	3.8	3.5	424	1,091	0.28	1.11	2.51
	700	933	48.0	8.6	4.2	3.8	558	1,491	0.38	1.52	3.42
	1,000	1,333	53.0	9.1	4.7	4.1	717	2,050	0.52	2.09	4.71
	2,000	2,667	68.0	10.2	5.5	4.8	1,261	3,928	1.00	4.01	9.02
	3,000	4,000	81.0	11.3	6.3	5.4	1,901	5,901	1.51	6.02	13.55
	4,000	5,333	92.0	12.3	6.9	5.9	2,578	7,921	2.02	8.07	18.16
	5,000	6,667	102.0	13.3	7.5	6.3	3,259	9,926	2.53	10.13	22.79
6,000	8,000	111.0	14.1	8.1	6.7	4,011	12,011	3.06	12.26	27.58	

Category of vessel	Gross tonnage	Loaded displacement tonnage	Length (m)	Width (m)	Depth (m)	Full draught (m)	Additional weight (ton)	Estimated weight (ton)	Berthing energy (ton-m)		
									Berthing speed (at 0.1m/s)	Berthing speed (at 0.2m/s)	Berthing speed (at 0.3m/s)
Tanker	8,000	10,667	126.0	15.7	9.0	7.4	5,543	16,210	4.14	16.54	37.22
	10,000	13,333	140.0	17.2	9.8	7.9	7,034	20,367	5.20	20.78	46.76
	12,000	16,000	150.0	18.4	10.4	8.3	8,318	24,318	6.20	24.81	55.83
	15,000	20,000	163.0	20.0	11.2	8.8	10,161	30,161	7.69	30.78	69.25
	17,000	22,667	170.0	21.0	11.7	9.1	11,331	34,000	8.67	34.70	78.06
	20,000	26,667	178.0	22.4	12.3	9.5	12,932	39,599	10.10	40.41	90.92
	25,000	33,333	190.0	24.2	13.0	10.0	15,295	48,628	12.41	49.62	111.65
	30,000	40,000	200.0	25.8	13.6	10.3	17,081	57,081	14.56	58.25	131.05
	35,000	46,667	208.0	27.4	14.2	10.6	18,814	65,481	16.70	66.82	150.34
	40,000	53,333	215.0	29.0	14.7	10.9	20,563	73,896	18.85	75.40	169.66
	45,000	60,000	223.0	30.5	15.2	11.2	22,518	82,518	21.05	84.20	189.45
	50,000	66,667	230.0	32.0	15.7	11.4	24,062	90,729	23.15	92.58	208.31
	65,000	86,667	250.0	34.0	18.0	13.3	35,599	122,266	31.19	124.76	280.71
	85,000	113,333	260.0	38.1	18.7	14.0	41,023	154,356	39.38	157.51	354.39
100,000	133,333	280.0	41.2	20.6	14.6	48,046	181,379	46.27	185.08	416.43	
Ore carrier	4,000	5,333	100.0	15.5	7.0	6.3	3,195	8,528	2.18	8.70	19.58
	6,000	8,000	118.0	16.6	8.3	6.9	4,522	12,522	3.19	12.78	28.75
	8,000	10,667	130.0	17.6	9.5	7.4	5,731	16,398	4.18	16.73	37.65
	10,000	13,333	140.0	18.5	10.5	7.9	7,034	20,367	5.20	20.78	46.76
	12,000	16,000	150.0	19.4	11.2	8.5	8,724	24,724	6.31	25.23	56.76
	15,000	20,000	163.0	20.7	12.0	9.0	10,628	30,628	7.81	31.25	70.32
	20,000	26,667	180.0	22.6	13.0	9.7	13,634	40,301	10.28	41.12	92.53
	25,000	33,333	194.0	24.7	13.8	10.3	16,568	49,901	12.73	50.92	114.57
	30,000	40,000	205.0	26.5	14.3	10.7	18,894	58,894	15.02	60.10	135.22
	40,000	53,333	223.0	29.7	15.4	11.1	22,118	75,451	19.25	76.99	173.23
	50,000	66,667	235.0	32.0	16.2	11.6	25,455	92,122	23.50	94.00	211.50
	60,000	80,000	245.0	35.0	17.1	12.0	28,400	108,400	27.65	110.61	248.88
	80,000	106,667	259.0	39.2	18.8	12.6	33,101	139,768	35.66	142.62	320.90
	100,000	133,333	268.0	42.5	20.4	13.0	36,460	169,793	43.66	173.26	389.83
Category of vessel	Gross tonnage	Loaded displacement tonnage	Length (m)	Width (m)	Depth (m)	Full draught (m)	Additional weight (ton)	Estimated weight (ton)	Berthing speed (m/sec.)	Berthing energy (ton-m)	
Medium-sized vessel	Wooden ship	100	200	24.0	6.3	2.6	2.3	102	302	0.3	0.69
	Steel ship	100	200	25.0	5.3	2.5	2.5	126	326	0.3	0.75
	Wooden ship	200	400	29.0	7.4	3.4	3.0	210	610	0.3	1.40
	Steel ship	200	400	33.0	6.6	3.3	3.3	289	689	0.3	1.58
	Wooden ship	300	600	32.0	8.0	4.0	3.5	316	916	0.3	2.10
	Steel ship	300	600	38.5	7.2	3.6	3.6	402	1,002	0.3	2.30
Barge	50	67	18.0	5.0	1.5	1.1	18	85	0.3	0.20	
	100	133	20.5	5.5	1.8	1.3	28	161	0.3	0.37	
	150	200	22.5	6.3	2.1	1.5	41	241	0.3	0.55	
	200	267	25.0	6.6	2.2	1.6	52	319	0.3	0.73	

con bisel en sus aristas y la octagonal. La sección hueca más común es la circular.

Los pilotes de fricción se emplean en general, cuando los estratos atravesados por el pilote pueden desarrollar la fricción necesaria para dar la capacidad de carga requerida en el pilote, y cuando no existe un estrato resistente que económicamente pueda alcanzarse con el pilote. Con este tipo de pilotes, deberán tomarse en cuenta los posibles asentamientos diferenciales de los mismos, en el cálculo de la superestructura.

Dependiendo la resistencia de un pilote de fricción de su superficie lateral de contacto, ésta deberá ser lo mayor posible sin aumentar considerablemente su peso, la cual se consigue con secciones transversales huecas.

Los pilotes de punta se emplean cuando existe un manto resistente económicamente alcanzable por el pilote, o cuando los estratos atravesados por el pilote no ofrecen una resistencia por fricción adecuada y las dimensiones de la punta del pilote son de magnitud considerable, como en el caso de los pilotes con punta Mitchell o con punta de bulbo.

De hecho todos los pilotes tienen un trabajo mixto, de fricción y de punta.

Los pilotes verticales se emplean para transmitir cargas verticales exclusivamente o bien, cargas verticales y

horizontales, cuando estas últimas son de pequeña magnitud. Cuando las cargas horizontales son considerables y provocan momentos que pueden hacer fallar los pilotes por flexión, es indicado el uso de pilotes inclinadas, que trabajando conjuntamente con los pilotes verticales, permiten resistir las fuerzas horizontales, trabajando los pilotes únicamente a fuerzas axiales de compresión o de tensión.

La elección del método de hincado dependerá del tipo de pilote que se haya proyectado.

III.— CRITERIO PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE.

Existen dos procedimientos para estimar la carga última y en consecuencia, la carga de trabajo, que puede soportar un pilote.

1. Método estático.
2. Método dinámico.

El método estático considera la resistencia del pilote como la suma de la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote, es decir:

$$R_u = R_p + R_f \dots \quad (III-1)$$

En donde:

R_u = es la resistencia total última del pilote.

R_p = es la resistencia última por apoyo en la punta.

R_f = es la resistencia última por fricción en la superficie lateral del pilote.

Terzaghi ha propuesto las siguientes expresiones para calcular R_p y R_f

Para pilotes cuadrados:

$$R_p = B^2(1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N\gamma) \quad (III-2)$$

Para pilotes circulares:

$$R_p = \pi r^2(1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.60 \gamma r N\gamma) \quad (III-3)$$

En donde:

B = es el lado de la sección transversal cuadrada del pilote, en metros.

r = es el radio de la sección transversal circular del pilote, en metros.

C = es la cohesión del terreno, Ton/m.²

γ = es el peso volumétrico del suelo seco, saturado o sumergido, en Ton/m.³

D_f = es la profundidad de la punta del pilote con respecto a la superficie del terreno, en metros.

N_c, N_q y $N\gamma$ son factores que dependen del ángulo de fricción interna y que se obtienen de la gráfica anexa.

I. TIPOS DE PILOTES.

Los pilotes pueden clasificarse atendiendo a diferentes causas, de la manera siguiente:

a) Respecto a los materiales empleados en su elaboración:

1. De madera.
2. De acero.
3. De concreto simple.
4. De concreto reforzado.
5. Mixtos.

b) Respecto al lugar de su construcción:

1. Prefabricados: cuando el pilote se fabrica en lugar distinto al de su hincado.
2. Fabricados en el lugar de hincado.

c) Respecto a su dirección.

1. Pilotes verticales.
2. Pilotes inclinados.

II.—EMPLEO DE PILOTES.

En general, los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos más resistentes que los mantos superficiales; o bien, cuando la estructura deba construirse en un sitio cubierto por agua.

Los diferentes tipos de pilotes, mencionados en el inciso I, se usan generalmente bajo las siguientes condiciones:

Los pilotes de madera sin tratamiento, cuando se destinan a obras provisionales, en donde no hay peligro de putrefacción ni de ataque por animales xilófagos.

Los pilotes de madera tratados con sustancias químicas protectoras, en obras provisionales en donde hay peligro de putrefacción o destrucción por animales xilófagos.

Los pilotes de acero se emplean cuando la carga por soportar es muy intensa y las secciones de proyecto deben ser reducidas. Es común su uso en obras de emergencia.

c) Respecto a la sección transversal.

1. Hueca.
2. Maciza.

d) Respecto a su apoyo.

1. Pilotes de fricción: cuando la mayor parte de la carga del pilote, se transmite al terreno por fricción en su superficie lateral de contacto.
2. Pilotes de punta: cuando la mayor parte de la carga del pilote, se transmite por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente.
3. Pilotes de apoyo mixto: cuando parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo.

en donde la construcción debe realizarse en el menor tiempo posible. Este tipo de pilotes deberá protegerse adecuadamente contra la oxidación.

Los pilotes de concreto simple son ordinariamente construidos en el lugar de la hincada, perforando y armando previamente al colado. La camisa de ademe usualmente es metálica y puede recuperarse o no.

Los pilotes de concreto reforzado son en general prefabricados. Pueden construirse e hincarse por partes cuando la longitudinal requerida es grande, debiendo proyectarse una unión o junta que asegure el trabajo de conjunto.

Los pilotes mixtos están formados por un núcleo de madera o metal, recubierto de concreto simple o reforzado.

Los pilotes prefabricados de acero pueden tener sección maciza o hueca. La sección maciza se consigue con perfil laminado H o I, o también armando estos perfiles con placas soldadas entre sí. Antiguamente se usaban secciones circulares macizas, pero en la actualidad se han descartado por su costo elevado.

Los pilotes prefabricados de concreto armado pueden ser macizos o huecos. La sección maciza puede hacerse de diferentes formas, siendo las más usuales, la cuadrada

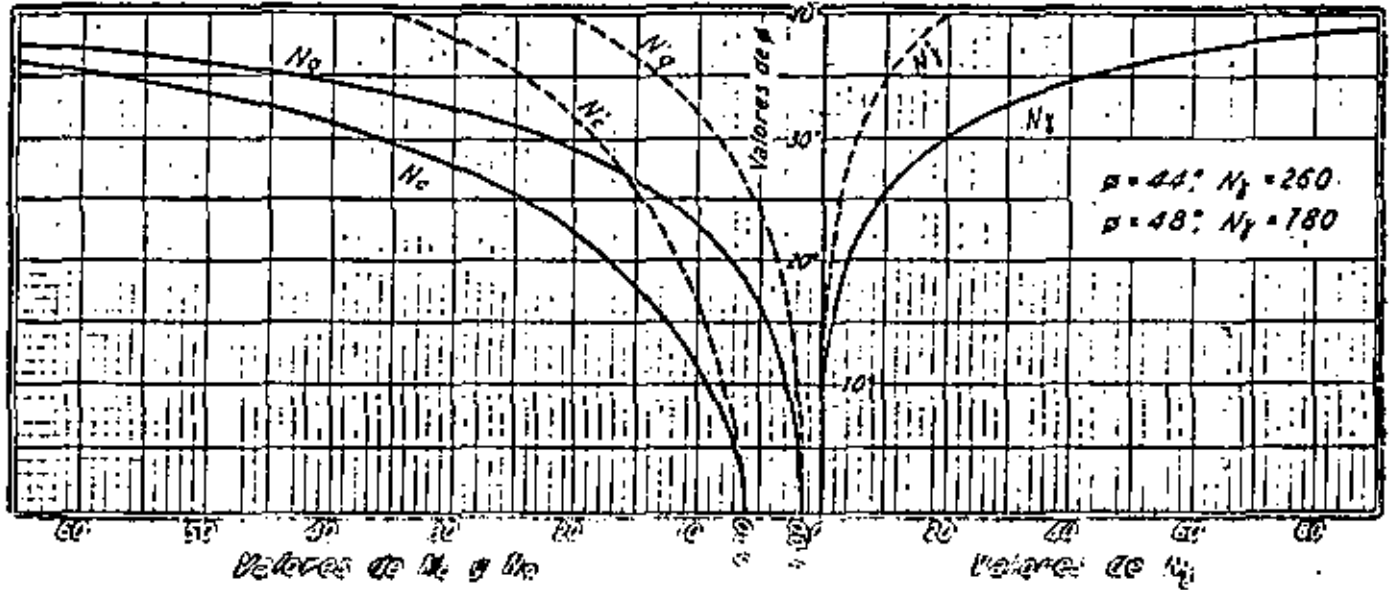


Fig. 8

Los valores propuestos por Terzaghi para condiciones medias, se pueden deducir de las siguientes tablas:

TABLA 1

DESCRIPCION	γ_d	γ_{sat}	γ_{sum}
	Ton/m ³	Ton/m ³	Ton/m ³
Arena uniforme suelta	1.41	1.80	0.95
Arena uniforme densa	1.75	2.10	1.05
Arena graduada suelta	1.50	1.90	1.00
Arena graduada densa	1.80	2.10	1.10
Materia de arcilla, muy bien graduada	2.12	2.32	1.20
Arcilla suave		1.77	0.90
Arcilla rígida		2.07	1.05
Arcilla orgánica suave		1.58	0.80
Arcilla orgánica muy suave		1.43	0.70
arcilla suave		1.27	0.65

En donde:

- γ_d es el estado unitario en estado seco.
- γ_{sat} es el peso unitario en estado saturado.
- γ_{sum} es el peso unitario en estado sumergido.

TABLA 2
 ARCILLAS

S	Consistencia	ϕ Ton/m ²
Menos de 2	Muy suave	Menos de 1.2
2 - 4	Suave	1.2 - 2.5
4 - 8	Media	2.5 - 5.0
8 - 15	Rígida	5.0 - 10.0
15 - 30	Muy rígida	10.0 - 20.0
Más de 30	Dura	Más de 20.0

TABLA 3
 ARENAS

S	Densidad relativa	ϕ
0 - 4	Muy suelta	28° - 30°
4 - 10	Suelta	29° - 30°
10 - 30	Media	30° - 36°
30 - 50	Densa	30° - 41°
Más de 50	Muy densa	41° - 48°

En donde:

N es el número de golpes en la prueba de penetración estándar.

C es la cohesión.

ψ es el ángulo de fricción interna.

NOTA:

En los suelos granulares, arena y grava limpias, la cohesión $C = 0$.

En los suelos cohesivos, arcillas, se acepta que $\psi = 0$.

En los suelos combinados, aproximadamente se pueden determinar sus propiedades, promediando las que les correspondan a los elementos constituyentes.

Además:

$$R_t = \sum A_i f_i \quad (III-31)$$

En donde:

A_i es el área lateral del pilote en el estrato i , en m^2

f_i es el valor último de la fricción en la superficie lateral del pilote en el estrato i , en Ton/m^2

Se proponen los siguientes valores medios para la fricción lateral.

TABLA I

TIPO DE SUELO	Fricción Lateral Ton/m ²
Arcilla suave y limo	1.0-2.0
Limo arenoso	2.0-5.0
Arcilla rígida	4.0-10.0
Arena suelta	2.0-3.0
Arena densa	3.0-10.0

Las fórmulas (III-1), (III-2), (III-3) y (III-4) dan la carga última que puede soportar el pilote por lo que se refiere a su apoyo en el suelo. Evidentemente, que este valor debe ser igual o mayor que la resistencia estructural última del pilote.

Ejemplo:

Calcular la carga última que por apoyo puede soportar el pilote mostrado en la figura.

9

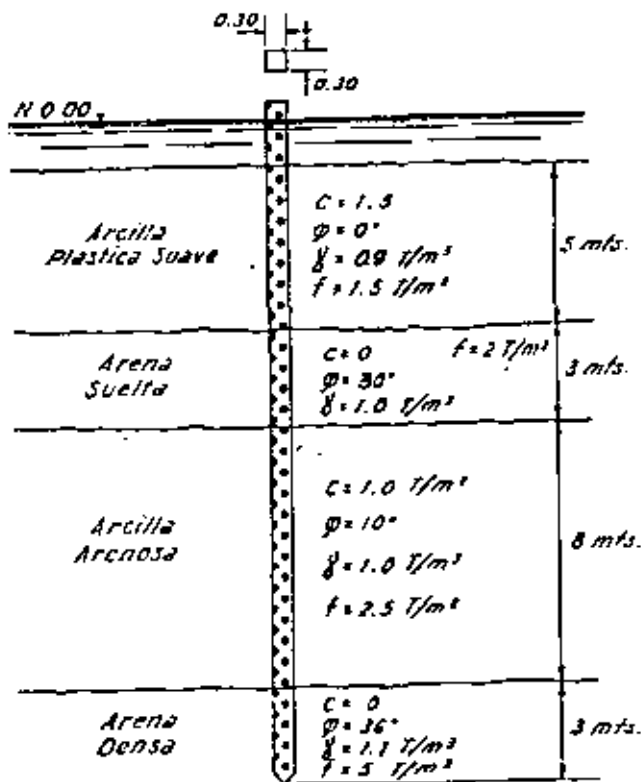


Fig. 2

Calculamos separadamente las resistencias de punta y de fricción, utilizando las fórmulas (III-2) y (III-4).

Para aplicar la fórmula (III-2) necesitamos determinar previamente los coeficientes N_c , N_q y N_ψ ; utilizando la gráfica adjunta, se obtienen los siguientes valores para el estrato en donde se apoya la punta del pilote:

$$N_c = 60 \quad N_q = 45 \quad N_\psi = 10$$

Observamos que por no ser un suelo homogéneo, el producto γD_i debe reemplazarse por la presión vertical a la profundidad de la punta del pilote.

$$\gamma D_i = 5 \times 0.90 + 3 \times 1.00 + 0 > 1.00 + 3 \times 1.1$$

$$\gamma D_i = 18.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$R_p = 0.3^2 (1.3 \times 0 \times 60 + 18.8 \times 45 + 0.4 \times 1.1 \times 0.3 \times 46)$$

$$R_p = 0.09(0 + 850 + 6.1)$$

$$R_p = 77 \text{ Ton.}$$

Aplicamos a continuación, la fórmula (III-3) para calcular la resistencia por fricción lateral:

$$R_1 = 4 \times 0.3015 \times 1.5 + 3 \times 2.0 + 8 \times 2.5 + 3 \times 3.0$$

$$R_1 = 1.2 \times 48.5 = 58 \text{ Ton.}$$

En consecuencia:

$$R_2 = 77 \div 58 = 1.35 \text{ Ton.}$$

Este valor corresponde a la resistencia última por apoyo del pilote considerado, este valor deberá dividirse entre un factor de seguridad adecuado para obtener la resistencia o carga de trabajo.

Se recomienda utilizar, para este propósito, un factor de seguridad comprendido entre 2 y 3, dependiendo de la certeza con que se conozcan las propiedades mecánicas del suelo.

El método dinámico se basa en el trabajo que se requiere para hincar el pilote por los golpes de un martinete. En consecuencia, es solamente aplicable a pilotes que se hincan por este procedimiento.

Los factores que intervienen en la estimación de la capacidad de carga de un pilote por el método dinámico, son muy diversos y muy complejos; esto ha hecho que

se propongan un gran número de fórmulas semiempíricas.

Como todas estas fórmulas sólo proporcionan estimaciones de la capacidad del pilote, que inclusive, pueden tener errores muy considerables, debe elegirse una fórmula de estructura sencilla y de aplicación fácil, como es la fórmula de Rabe, que a continuación se propone:

$$R = \frac{MFD}{S + C} \cdot \frac{W'}{W' + \frac{P}{2}} \cdot B \quad (11-5)$$

En donde:

R es la capacidad de carga permisible para el pilote en libras, con un factor de seguridad de 2, aproximadamente.

M es el factor de eficiencia del martinete.

$F = WH$ para un martinete de caída libre o de vapor de acción simple, en libras-pie.

P es la energía nominal indicada por el fabricante del equipo de hincado, cuando el martinete sea de vapor de doble acción o de acción diferencial, expresada en libras-pie.

11

W es el peso de las partes del martinete que interviene en el golpe, en libras.

H es la altura de caída del peso W , en pies.

D es un factor de corrección para pilotes inclinados.

S es la penetración media del pilote durante los últimos golpes, en pulgadas por golpe.

$C = C_1 + C_2 + C_3$ es la pérdida temporal de compresión, en pulgadas.

P es el peso del pilote incluyendo el cabezal de línea, en libras.

$B = B_1 \cdot B_2 \cdot B_3$ es un factor de corrección que incluye el tipo de suelo, la longitud del pilote y su sección transversal, respectivamente.

El factor M , de eficiencia, del martinete, se obtiene de la tabla 5.

El factor D , de inclinación de los pilotes se encuentra partir de la fórmula:

$$D = \frac{1 - UC}{\sqrt{1 + C^2}} \quad (11-6)$$

En donde U , es un coeficiente de fricción, especificado en la tabla 5, y C es la inclinación del pilote expresada en forma de talud, como se indica en la figura 3.

El factor $C = C_1 + C_2 + C_3$, de pérdida temporal de compresión, puede obtenerse aproximadamente, de la tabla 5.

El factor de suelo B_1 , se obtiene de la tabla 6, y de las notas auxiliares que la acompañan.



El factor de longitud B_1 , se encuentra en la gráfica (A), figura 4.

El factor B_2 , de sección transversal del pilote, se obtiene de la gráfica (B), figura 4.

Tabla 5

Tipo de martinete	M	V	C Pulgadas	Mínimo		Máximo	
				F=WD S J	N J	F=WD S J	N J
Martinete de caída movible por cable	4	0.2	0.25	0.3	1.1	0.8	2.2
Martinete de caída fijo	1.75	0.2	0.25	0.3	1.1	0.8	2.2
Martinete de vapor de acción simple (tipo Vulcan)	5.0	0.1	0.15	0.18	1.2	0.45	1.8
Martinete de vapor de acción diferencial (tipo Vulcan)	5.25	0.05	0.15	0.16	1.2	0.4	1.8
Martinete de vapor de doble acción (tipo McKiernan-Terry)	6.0	0.05	0.15	0.16	1.2	0.4	1.8

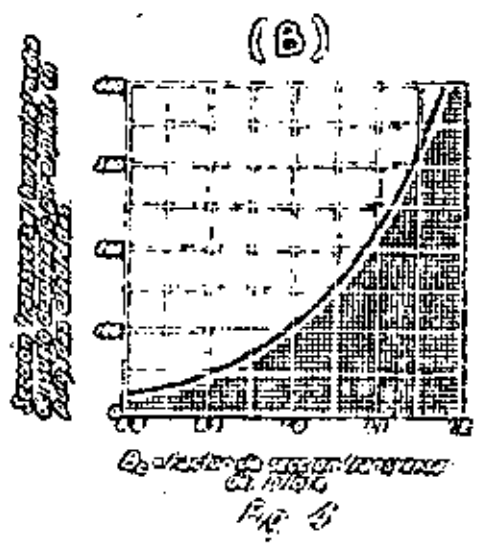
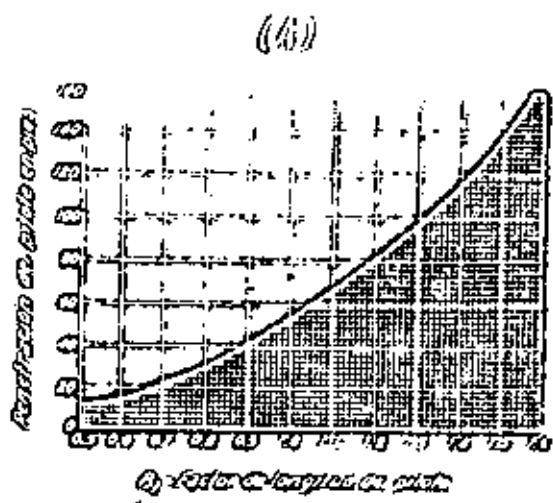


Tabla 6

VALORES DEL FACTOR DE SUELO B_3

CLASE DE SUELO PENETRADO	B_3
Arcilla plástica o limo muy húmedo; suelo muy pobre	0.25
Arcilla o limo suave; suelo más bien pobre	0.5
Arcilla o limo medio; suelo de regular calidad	0.7
Arcilla o limo duro; arena o grava suelta, buen suelo	0.85
Limo arenoso denso; arena o grava moderadamente compacta; suelo muy bueno	1.0
Arena o grava muy compacta; pizarra o tepalcates; excelente material de cimentación	1.25

NOTAS:

- 1) Interpólese los valores dados del B_3 si es necesario.
- 2) B_3 depende solamente de la clase de suelo penetrado. No se aumenta B_3 si la punta llega a ponerse en contacto con roca.
- 3) Si la arcilla o el limo húmedo tiene buena adherencia con el pilote, puede aumentarse B_3 sin que ese aumento exceda el 25% del valor dado.
- 4) Si hay piedras en el suelo, redúzase B_3 en una cantidad que dependerá de la posibilidad de que el pilote sea detenido por el contacto con las piedras; sin embargo, la reducción no deberá exceder el 25% del valor dado en la tabla.
- 5) Si el pilote penetra a través de diferentes clases de suelo (como ocurre frecuentemente), estimese un valor medio pesado de B_3 para toda la longitud de penetración, dando un peso considerablemente mayor para el suelo cerca de la punta que para el de arriba.

Ejemplo:

Un pilote de concreto reforzado de $12" \times 12" \times 50'$ se hince en un suelo como el mostrado en el corte de la figura 5. El peso del cabezal de hincado es de 150 lb. El martinete empleado es de vapor de doble acción, y con un peso de 2,000 lb. La altura de caída del martinete es de 3 pies, y la penetración media del pilote en los últimos golpes es de 0.1 de pulgada por golpe. Determinar la capacidad de carga del pilote.

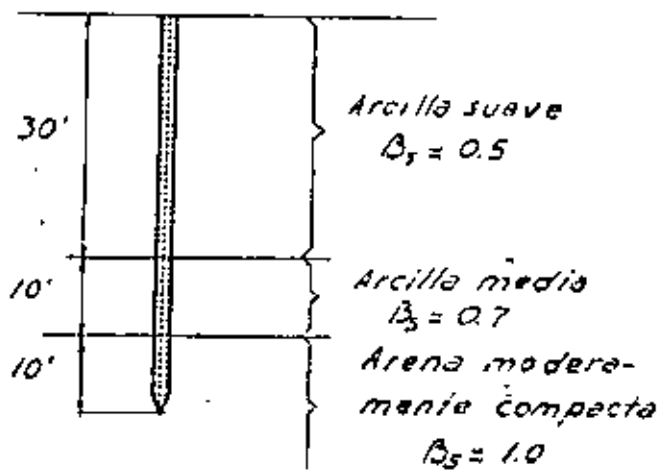


Fig. 5

Se tiene:

$$M = 6.0 \text{ (tabla 5)}$$

$$F = WH = 2,000 \times 3 = 6,000 \text{ lb.-pie}$$

Por ser vertical el pilote:

$$G = 0 \text{ y } D = 1$$

$$S = 0.1 \text{ pulgadas por golpe}$$

$$C = 0.15 \text{ pulgadas (tabla 5)}$$

$$P = (1' \times 1' \times 50') \frac{150 \text{ lb.}}{\text{Pie}^3} + 150 = 7,650 \text{ lb.}$$

Como el pilote penetra a través de diferentes capas, el valor de B_s se calcula de acuerdo con lo dicho en las notas de la tabla 6, asignando un peso de 4 a la arena, un peso de 2 a la arcilla media y un peso de 1 a la arcilla suave.

En consecuencia, el promedio pesado de B_s es:

$$B_s = \frac{4 (1.0 \times 10') + 2 (0.7 \times 10') + 1 (0.5 \times 30')}{4 (10') + 2 (10') + 1 (30')}$$

$$B_s = \frac{40 + 14 + 15}{40 + 20 + 30} = \frac{69}{90} = 0.77$$

El factor R_n obtenido de la gráfica (A), figura 4 es 0.97.

El área de la sección transversal del pilote es $12" \times 12" = 144 \text{ pulgadas}^2$.

Por tanto, entrando en la gráfica (B), figura 4, el valor de B que se obtiene es: 1.04.

Sustituyendo los valores anteriores en la fórmula (III-5) se tiene:

$$R = \frac{0.0 \times 6,000 \times 1}{0.1 + 0.15} - \frac{2,000}{2,000 + 7,650} (0.77 \times 0.97 \times 1.04)$$

$$R = 38,300 \text{ lb.}$$

Que es la capacidad del pilote con un factor de seguridad de 2, aproximadamente.

IV. Selección del equipo de hincia

El equipo de hincia por percusión deberá elegirse tomando en cuenta principalmente los siguientes factores: peso del pilote, capacidad de carga probable del mismo y forma de impulsión del martinete.

Rabe ha propuesto la siguiente expresión para determinar el peso del martinete y su altura de caída o su energía

$$F = WH = \frac{NCR}{B \left[1 - I \frac{P/2}{W + P/2} \right]} \quad (IV-1)$$

Los factores de N y I deberán tomarse de la tabla 5; el significado de los demás términos fue ya establecido con anterioridad. Cualquier combinación de peso de martinete W , y altura de caída H , que dé un valor de F comprendido entre los valores mínimo y máximo obtenidos de la fórmula (IV-1) es adecuada para la hincia. Rabe aconseja que la altura de caída de un martinete de caída libre no sea mayor de 2 metros.

V. Resistencia estructural del pilote como columna

A través de estudios técnicos y de resultados experimentales, se ha demostrado que el suelo en que se hincia un pilote lo confina lateralmente en toda su longitud. Por lo tanto, el pilote trabaja como columna corta, y son aplicables las fórmulas deducidas para este tipo de miembros estructurales. Consecuentemente, se proponen las siguientes fórmulas:

1. Para pilotes de madera:

$$P_p = A f_p \quad (V-1)$$

En donde:

- P_p es la carga axial permisible o de trabajo, en kg.
- A es el área de la sección transversal del pilote; en cm^2
- f_p es el esfuerzo permisible o de trabajo, en kg/cm^2

Cuando se conozcan las propiedades mecánicas de la madera de los pilotes, a través de pruebas de laboratorio, el valor de f_p se estimará en base a los resultados obtenidos en dichas pruebas.

En caso contrario, se recomienda emplear para f_p un valor medio de $60 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

2. Para pilotes de acero:

$$P_p = \frac{A f_c}{C_s} \quad (V-2)$$

En donde:

- P_p y A tienen el mismo significado que en el párrafo anterior.
- f_c es el esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm^2 (para el acero de grado estructural, $f_c = 2,530 \text{ kg}/\text{cm}^2$)
- C_s es el coeficiente de seguridad, usualmente igual a 2.

1. Para pilotes de concreto:

$$P_v = \frac{0.85 f_c A_c + f_y A_s}{C_s} \quad (V-3)$$

En donde:

P_v tiene el mismo significado que en párrafos anteriores.

f_c es el esfuerzo de ruptura del concreto en cilindros *standard*, a los 28 días de edad.

A_c es el área total de la sección transversal del pilote, en cm^2 .

f_y tiene el mismo significado que en el párrafo anterior.

A_s es el área transversal de las varillas longitudinales de refuerzo del pilote, en cm^2 .

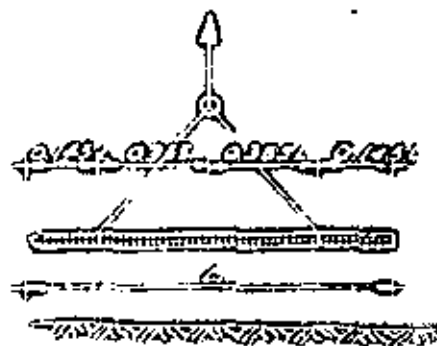
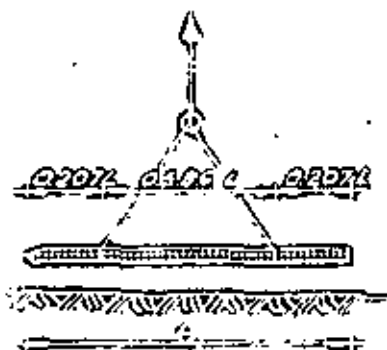
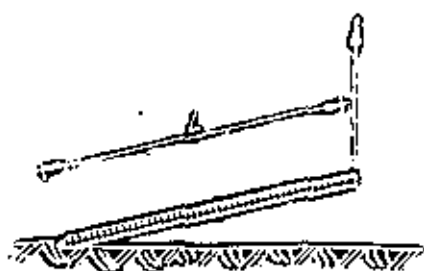


Fig. 6

17

C_s es el coeficiente de seguridad. Se recomienda utilizar un valor de $C_s = 3$.

La fórmula (V-3) es aplicable tanto para los pilotes de concreto simple como para pilotes de concreto reforzado.

1. Para pilotes mixtos, con núcleo de acero y recubrimiento de concreto, con estribos o zunchados, se empleará la fórmula (V-3), haciendo A_s igual a la suma de las áreas de las secciones transversales de las varillas longitudinales y el núcleo de acero.

Se recomienda en este caso, que A_s no exceda del 8% de A_c .

VI. Izamiento

Los métodos de izamiento de pilotes más comunes en nuestro medio son:

Izamiento por un punto, izamiento por dos puntos e izamiento por 3 puntos, como se muestra esquemáticamente en la figura 6.

El izamiento provoca esfuerzos estáticos y dinámicos que deben ser resistidos por el pilote; en consecuencia, el momento máximo que se produce en el pilote con cada uno de los sistemas de izamiento, deberá ser igual al momento último de la sección transversal del pilote, dividido entre un coeficiente de seguridad adecuado.

En estas condiciones, la longitud máxima que puede tener un pilote para que pueda ser izado es:

a) Por un punto, $l_1 = \sqrt{\frac{8 M_R}{w}}$ (VI-1)

b) Por dos puntos, $l_2 = \sqrt{\frac{2 M_R}{0.207 w}}$ (VI-2)

c) Por tres puntos, $l_3 = \sqrt{\frac{2 M_R}{0.143 w}}$ (VI-3)

En donde:

l es la longitud total máxima del pilote, en cms.

M_R es el momento permisible de la sección transversal del pilote en kg/cm .

w es el peso propio del pilote por centímetro de longitud, en kg/cm .

Para el caso de pilotes de madera:

$$M_R = S \cdot f_b \quad (VI-4)$$

En donde:

S es el módulo de sección, en cm^3 .

f_b es el esfuerzo permisible a flexión, en kg/cm^2 . En ausencia de pruebas de laboratorio, tómese $f_b = 600$ kg/cm^2 .

Para pilotes de acero:

$$M_R = S \cdot f_p \quad (VI-5)$$

En donde:

S es el módulo de sección, en cm^3

f_p es el esfuerzo permisible a flexión, en kg/cm^2 .

Para el acero de grado estructural, tómese $f_p = 1,400$ kg/cm^2 .

Para pilotes de concreto reforzado, de sección cuadrada, armado simétrico, levantados como se indica en la figura 7, y con un factor de seguridad igual a 2 se tiene:

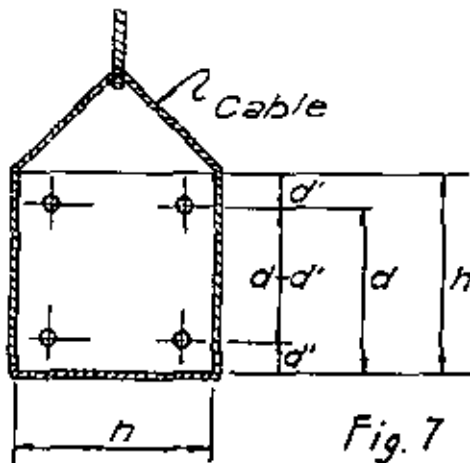


Fig. 7

$$l_1 = 29.4 \sqrt{p f_p (d - d'')} \quad \text{en cms.} \quad (VI-6)$$

$$l_2 = 69.6 \sqrt{p f_p (d - d'')} \quad \text{en cms.} \quad (VI-7)$$

$$l_3 = 100 \sqrt{p f_p (d - d'')} \quad \text{en cms.} \quad (VI-8)$$

En donde:

p es el porcentaje, área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal entre el área de la sección transversal del pilote.

f_p es el esfuerzo de fluencia del acero.

VII. Prueba de carga

Para determinar la capacidad de carga real de un pilote, el procedimiento más fidalgno es el llamado "prueba de carga estática". En esta prueba, se aplica una carga en la cabeza del pilote, que se hace aumentar en incrementos sucesivos y adecuados para la capacidad que se espera en él, registrándose los asentamientos que sufre el pilote después que se ha dejado obrar un tiempo prudente cada incremento. La carga se aumenta hasta que se produce el deslizamiento vertical del pilote, o bien, cuando no produciéndose éste, hasta que se ha alcanzado

una carga tal que suministre un coeficiente de seguridad adecuado, respecto a la carga a que se desea hacer trabajar al pilote. A partir de este instante, se disminuye la carga en él, por decrementos de amplitud mayor que los incrementos aplicados durante el proceso de carga, y se registran los niveles de la cabeza del pilote, después de transcurrido cierto tiempo a partir de cada decremento.

Los resultados de la prueba deberán anotarse en un

registro como el que se anexa, y mostrarse en una gráfica como la representada en la figura 8.

No pueden hacerse indicaciones de carácter general respecto a la rapidez de los procesos de carga y descarga, pues depende del tipo de suelo atravesado por el pilote y de la capacidad probable del mismo.

Para aplicar la carga al pilote, se utiliza generalmente un gato hidráulico que se coloca entre la cabeza del pilote y una plataforma que soporta una carga suficiente-

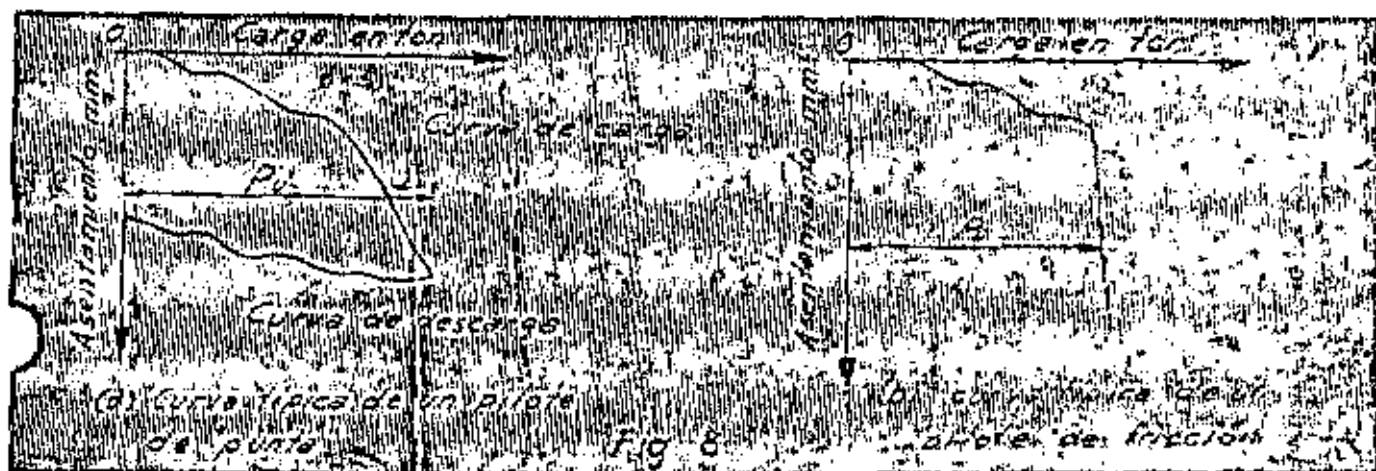


Table 5.3 Maximum Design Loads to Which Precast-concrete Piles May Be Driven with Various Single-acting Hammers

24" square concrete piles - maximum load = 100 tons

Pile Hammer Length of pile - ft	$f'_c = 4000 \text{ psi}$			$f'_c = 3500 \text{ psi}$			$f'_c = 3000 \text{ psi}$								
	Set per blow - in			Set per blow - in			Set per blow - in								
	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0	0.05	0.1	0.2	0.3
15 ft - 1000 lb	50					115	80	60			100	65	45		
15 ft - 1250 lb	60					120	85	65			105	70	50		
15 ft - 1500 lb	70					125	90	70			110	75	55		
15 ft - 2000 lb	80					130	95	75			115	80	60		
15 ft - 2500 lb	90					135	100	80			120	85	65		
15 ft - 3000 lb	100					140	105	85			125	90	70		
15 ft - 3500 lb	110					145	110	90			130	95	75		
15 ft - 4000 lb	120					150	115	95			135	100	80		
15 ft - 4500 lb	130					155	120	100			140	105	85		
15 ft - 5000 lb	140					160	125	105			145	110	90		
15 ft - 5500 lb	150					165	130	110			150	115	95		
15 ft - 6000 lb	160					170	135	115			155	120	100		
15 ft - 6500 lb	170					175	140	120			160	125	105		
15 ft - 7000 lb	180					180	145	125			165	130	110		
15 ft - 7500 lb	190					185	150	130			170	135	115		
15 ft - 8000 lb	200					190	155	135			175	140	120		
15 ft - 8500 lb	210					195	160	140			180	145	125		
15 ft - 9000 lb	220					200	165	145			185	150	130		
15 ft - 9500 lb	230					205	170	150			190	155	135		
15 ft - 10000 lb	240					210	175	155			195	160	140		

20" square concrete piles - maximum load = 100 tons

Pile Hammer Length of pile - ft	$f'_c = 4000 \text{ psi}$			$f'_c = 3500 \text{ psi}$			$f'_c = 3000 \text{ psi (85' max)}$								
	Set per blow - in			Set per blow - in			Set per blow - in								
	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0	0.05	0.1	0.2	0.3
15 ft - 1000 lb	30					70	50	40			60	45	35		
15 ft - 1250 lb	35					75	55	45			65	50	40		
15 ft - 1500 lb	40					80	60	50			70	55	45		
15 ft - 2000 lb	45					85	65	55			75	60	50		
15 ft - 2500 lb	50					90	70	60			80	65	55		
15 ft - 3000 lb	55					95	75	65			85	70	60		
15 ft - 3500 lb	60					100	80	70			90	75	65		
15 ft - 4000 lb	65					105	85	75			95	80	70		
15 ft - 4500 lb	70					110	90	80			100	85	75		
15 ft - 5000 lb	75					115	95	85			105	90	80		
15 ft - 5500 lb	80					120	100	90			110	95	85		
15 ft - 6000 lb	85					125	105	95			115	100	90		
15 ft - 6500 lb	90					130	110	100			120	105	95		
15 ft - 7000 lb	95					135	115	105			125	110	100		
15 ft - 7500 lb	100					140	120	110			130	115	105		
15 ft - 8000 lb	105					145	125	115			135	120	110		
15 ft - 8500 lb	110					150	130	120			140	125	115		
15 ft - 9000 lb	115					155	135	125			145	130	120		
15 ft - 9500 lb	120					160	140	130			150	135	125		
15 ft - 10000 lb	125					165	145	135			155	140	130		

18" square concrete piles - maximum load = 60 tons

Pile Hammer Length of pile - ft	$f'_c = 4000 \text{ psi}$			$f'_c = 3500 \text{ psi}$			$f'_c = 3000 \text{ psi (70' max)}$								
	Set per blow - in			Set per blow - in			Set per blow - in								
	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0	0.05	0.1	0.2	0.3
15 ft - 1000 lb	20					45	35	30			40	30	25		
15 ft - 1250 lb	22					48	38	33			43	33	28		
15 ft - 1500 lb	24					51	41	36			46	36	31		
15 ft - 2000 lb	26					54	44	39			49	39	34		
15 ft - 2500 lb	28					57	47	42			52	42	37		
15 ft - 3000 lb	30					60	50	45			55	45	40		
15 ft - 3500 lb	32					63	53	48			58	48	43		
15 ft - 4000 lb	34					66	56	51			61	51	46		
15 ft - 4500 lb	36					69	59	54			64	54	49		
15 ft - 5000 lb	38					72	62	57			67	57	52		
15 ft - 5500 lb	40					75	65	60			70	60	55		
15 ft - 6000 lb	42					78	68	63			73	63	58		
15 ft - 6500 lb	44					81	71	66			76	66	61		
15 ft - 7000 lb	46					84	74	69			79	69	64		
15 ft - 7500 lb	48					87	77	72			82	72	67		
15 ft - 8000 lb	50					90	80	75			85	75	70		
15 ft - 8500 lb	52					93	83	78			88	78	73		
15 ft - 9000 lb	54					96	86	81			91	81	76		
15 ft - 9500 lb	56					99	89	84			94	84	79		
15 ft - 10000 lb	58					102	92	87			97	87	82		

16" square concrete piles - maximum load = 60 tons

Pile Hammer Length of pile - ft	$f'_c = 4000 \text{ psi}$			$f'_c = 3500 \text{ psi}$			$f'_c = 3000 \text{ psi (55' max)}$								
	Set per blow - in			Set per blow - in			Set per blow - in								
	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0	0.05	0.1	0.2	0.3
15 ft - 1000 lb	15					35	25	20			30	20	15		
15 ft - 1250 lb	16					37	27	22			32	22	17		
15 ft - 1500 lb	17					39	29	24			34	24	19		
15 ft - 2000 lb	18					41	31	26			36	26	21		
15 ft - 2500 lb	19					43	33	28			38	28	23		
15 ft - 3000 lb	20					45	35	30			40	30	25		
15 ft - 3500 lb	21					47	37	32			42	32	27		
15 ft - 4000 lb	22					49	39	34			44	34	29		
15 ft - 4500 lb	23					51	41	36			46	36	31		
15 ft - 5000 lb	24					53	43	38			48	38	33		
15 ft - 5500 lb	25					55	45	40			50	40	35		
15 ft - 6000 lb	26					57	47	42			52	42	37		
15 ft - 6500 lb	27					59	49	44			54	44	39		
15 ft - 7000 lb	28					61	51	46			56	46	41		
15 ft - 7500 lb	29					63	53	48			58	48	43		
15 ft - 8000 lb	30					65	55	50			60	50	45		
15 ft - 8500 lb	31					67	57	52			62	52	47		
15 ft - 9000 lb	32					69	59	54			64	54	49		
15 ft - 9500 lb	33					71	61	56			66	56	51		
15 ft - 10000 lb	34					73	63	58			68	58	53		

14" square concrete piles - maximum load = 50 tons

Pile Hammer Length of pile - ft	$f'_c = 4000 \text{ psi}$			$f'_c = 3500 \text{ psi (45' max)}$			$f'_c = 3000 \text{ psi (40' max)}$								
	Set per blow - in			Set per blow - in			Set per blow - in								
	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0	0.05	0.1	0.2	0.3
15 ft - 1000 lb	10					25	18	15			20	15	12		
15 ft - 1250 lb	11					27	20	17			22	17	14		
15 ft - 1500 lb	12					29	22	19			24	19	16		
15 ft - 2000 lb	13					31	24	21			26	21	18		
15 ft - 2500 lb	14					33	26	23			28	23	20		
15 ft - 3000 lb	15					35	28	25			30	25	22		
15 ft - 3500 lb	16					37	30	27			32	27	24		
15 ft - 4000 lb	17					39	32	29			34	29	26		
15 ft - 4500 lb	18					41	34	31			36	31	28		
15 ft - 5000 lb	19					43	36	33			38	33	30		
15 ft - 5500 lb	20					45	38	35			40	35	32		
15 ft - 6000 lb	21					47	40	37			42	37	34		
15 ft - 6500 lb	22					49	42	39			44	39	36		
15 ft - 7000 lb	23					51	44	41			46	41	38		
15 ft - 7500 lb	24					53	46	43			48	43	40		
15 ft - 8000 lb	25					55	48	45			50	45	42		
15 ft - 8500 lb	26					57	50	47			52	47	44		
15 ft - 9000 lb	27					59	52	49			54	49	46		
15 ft - 9500 lb	28					61	54	51			56	51			

Table 5.2. Maximum Design Loads in Short Tons on Precast-concrete Piles for Different Effective Lengths

74" square concrete piles - maximum load = 100 tons

Effective length, ft	$f'_c = 4000$ psi			$f'_c = 3500$ psi			$f'_c = 3000$ psi		
	Main reinforcing steel			Main reinforcing steel			Main reinforcing steel		
	2-#11	2-#10	2-#9	2-#11	2-#10	2-#9	2-#11	2-#10	2-#9
55	378%	266%	248%						
60		121	114	120	111	104	110	100	94
65	106	98	93	98	92	84	89	82	76
70	82	76	72	75	69	65	68	63	59
75	57	53	50	52	48	46	48	44	41
80	33	30	29	30	28	26	27	25	24

20" square concrete piles - maximum load = 100 tons

Effective length, ft	$f'_c = 4000$ psi			$f'_c = 3500$ psi			$f'_c = 3000$ psi			
	Main reinforcing steel			Main reinforcing steel			Main reinforcing steel			
	2-#10	2-#9	2-#8	2-#10	2-#9	2-#8	2-#10	2-#9	2-#8	
35	385%	318%	256%	272%	285%	248%	256%	242%	207%	
40				112	118	110	107	118	108	100
45	118	109	101	95	108	100	91	96	100	
50	96	89	83	77	89	82	76	70	82	
55	74	68	64	60	69	63	59	53	63	
60	53	49	46	43	49	45	42	39	45	
65	31	29	27	25	29	27	25	23	27	

18" square concrete piles - maximum load = 80 tons

Effective length, ft	$f'_c = 4000$ psi			$f'_c = 3500$ psi			$f'_c = 3000$ psi (20" max)		
	Main reinforcing steel			Main reinforcing steel			Main reinforcing steel		
	2-#11	2-#10	2-#9	2-#11	2-#10	2-#9	2-#11	2-#10	2-#9
35	392%	311%	251%	238%	231%	218%	230%	217%	205%
40	98	90	83	78	85	83	76	82	76
45	78	72	67	62	72	66	61	55	57
50	58	54	50	47	54	50	46	42	41
55	39	36	33	31	36	33	30	28	25
60	25	18	17	16	18	17	15	14	13

16" square concrete piles - maximum load = 60 tons

Effective length, ft	$f'_c = 4000$ psi			$f'_c = 3500$ psi			$f'_c = 3000$ psi (55" max)		
	Main reinforcing steel			Main reinforcing steel			Main reinforcing steel		
	2-#10	2-#9	2-#8	2-#10	2-#9	2-#8	2-#10	2-#9	2-#8
35	403%	318%	248%	207%	407%	318%	246%	202%	403%
40					70				67
45	72	67	63	59	74	67	61	57	68
50	62	57	52	49	58	52	45	43	48
55	45	41	38	37	42	38	35	32	39
60	28	26	24	22	26	23	21	20	24

14" square concrete piles - maximum load = 50 tons

Effective length, ft	$f'_c = 4000$ psi			$f'_c = 3500$ psi (45" max)			$f'_c = 3000$ psi (40" max)		
	Main reinforcing steel			Main reinforcing steel			Main reinforcing steel		
	2-#9	2-#8	2-#7	2-#9	2-#8	2-#7	2-#9	2-#8	2-#7
25	457%	326%	265%	207%	418%	326%	265%	209%	418%
30					67				62
35	64	58	54	50	59	53	47	44	49
40	48	44	41	38	44	40	37	34	41
45	33	30	28	25	30	27	25	23	28
50	17	15	14	13	16	14	13	12	14

12" square concrete piles - maximum load = 40 tons

Effective length, ft	$f'_c = 4000$ psi			$f'_c = 3500$ psi (35" max)			$f'_c = 3000$ psi (30" max)		
	Main reinforcing steel			Main reinforcing steel			Main reinforcing steel		
	2-#8	2-#7	2-#6	2-#8	2-#7	2-#6	2-#8	2-#7	2-#6
20	446%	344%	287%	226%	446%	344%	287%	226%	446%
25					50				45
30	50	46	42	39	46	42	35	33	38
35	36	33	30	28	34	30	28	26	31
40	23	21	19	18	22	19	18	16	20
45	9	8	8	7	9	8	7	6	8

FORMULAS:

Allowable load: $P' = 0.8 A_g (0.725 f'_c + 16,000 p_g) \times (1.3 - 0.03 \frac{L}{L_e})$
 Maximum allowable load: $P' = A_g \frac{0.85 f'_c}{6}$, except as noted.

NOTE:

File loads above heavy line exceed max. allowable P' or limit dictated by generally accepted practice.

122

Table 5.B Maximum Loads in Short Tons on Concrete-filled Pipe Piles for Different Effective Lengths

Effective length (')	Outside Diameter and Wall Thickness of Pipe Pile																												
	24"	27"	30"	32"	36"	40"	42"	48"	54"	60"	66"	72"	78"	84"	90"	96"	102"	108"	114"	120"	126"	132"	138"	144"					
	300	300	436	416	400	436	317	300	436	317	300	436	317	300	436	317	300	436	317	300	436	317	300	436	317				
20																									112	112	84		
25																											120	108	81
30																											128	108	81
35																											136	108	81
40																											144	108	81
45																											152	108	81
50																											160	108	81
55																											168	108	81
60																											176	108	81
65																											184	108	81
70																											192	108	81
75																											200	108	81
80																											208	108	81
85																											216	108	81
90																											224	108	81
95																											232	108	81
100																											240	108	81
105																											248	108	81
110																											256	108	81
115																											264	108	81
120																											272	108	81
125																											280	108	81
130																											288	108	81
135																											296	108	81
140																											304	108	81
145																											312	108	81
150																											320	108	81
155																											328	108	81
160																											336	108	81
165																											344	108	81
170																											352	108	81
175																											360	108	81
180																											368	108	81
185																											376	108	81
190																											384	108	81
195																											392	108	81
200																											400	108	81

Below this line $\frac{h}{R} > 120$

Below this line $\frac{h}{R} > 120$

FORMULAS
 $P = 0.75 f'_c (1 + 0.000025 \frac{h^2}{R^2}) A_s \cdot f_y \cdot A_s$
 $f_y = 17000 - 0.185 \frac{h^2}{R^2}$

NOTES
 Minimum yield strength of pipe ≥ 33000 psi.
 Outer $\frac{1}{4}$ " of pipe thickness deducted in computing A_s .
 $f'_c = 3000$ psi.

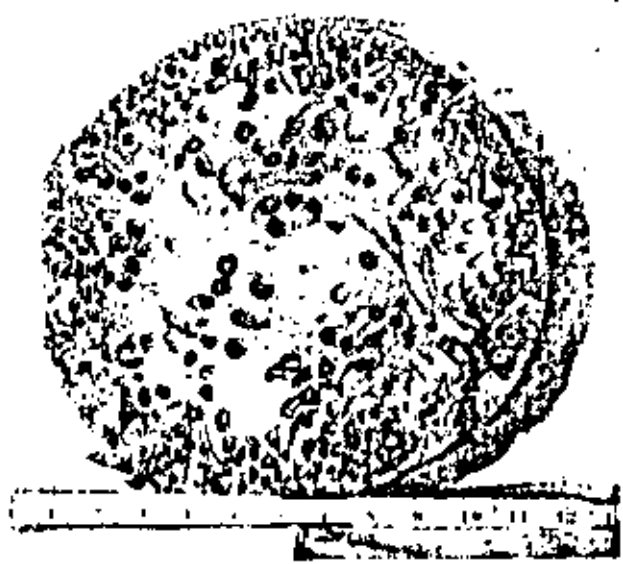
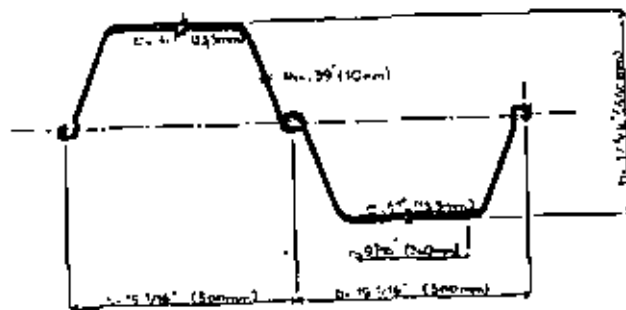
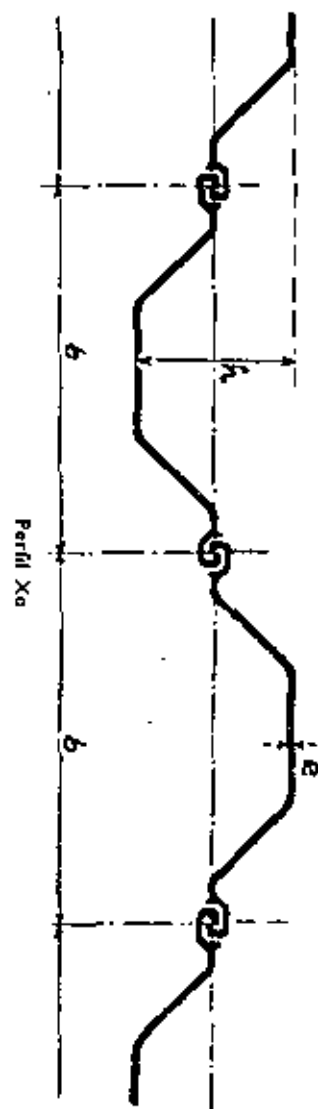
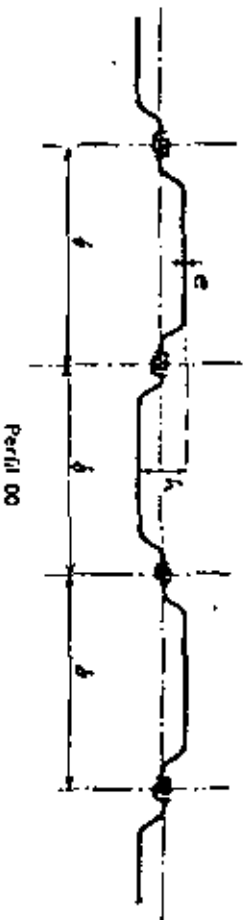
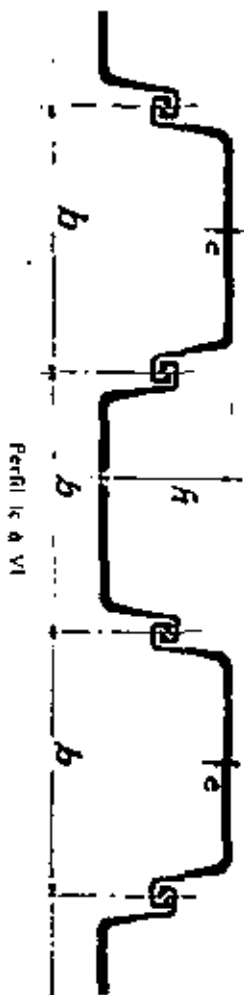


FIG. 5.10. Maximum load on pile on ungrouted wood pile



SHEET PILE LARSEN IVS

Properties of section - British system of units

Section	Weight		Section Modulus	Moment of inertia	Developed perimeter per ft. run of wall	Section per ft. run of wall	Radius of Gyration	Moment of inertia of a single pile	Section modulus of a single pile
	per lb. run of pile	per sq. ft. of wall							
	lbs/ft.	kg/m²	in³	cm⁴	ins	sq. ft.	ins	in⁴	cm³
L IVS	58.93	36.05	46.50	300.3	42.6	10.56	6.16	207	33.55

Metric system of units

Section	Weight		Section Modulus	Moment of inertia	Developed perimeter per meter of wall	Section per linear meter of wall	Radius of Gyration	Moment of inertia of a single pile	Section modulus of a single pile
	per meter of pile	per sq. m of wall							
	kg/m	kg/m²	cm³	cm⁴	cm	sq. m	cm	cm⁴	cm³
L IVS	88	176	2500	54 826	355	274.2	75.64	8635	550

IVS will clutch with IV IVa V

Qualities of steel

Specimen	Ultimate strength	Minimum guaranteed elongation	Allowable working stress
25-30 steel 40-47	25 tons sq. in minimum 30 kg/mm²	22%	7 1/2 tons sq. in 15 kg/mm²
29-33 steel 45-52	29-33 tons sq. in 45-52 kg/mm²	20%	9 1/2 tons sq. in 15 kg/mm²
32-35 steel 50-60	32-35 tons sq. in 50-60 kg/mm²	15%	11 1/2 tons sq. in 15 kg/mm²



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTOS MARÍTIMOS Y PORTUARIOS

INSTALACIONES PETROLERAS

ING. MARIO DE LA GALA

AGOSTO, 1979.



INSTALACIONES PETROLERAS

Este tipo de instalaciones es a la fecha el que más evolución ha tenido por la demanda mundial cada vez mayor de hidrocarburos y productos petroquímicos, ya que los pasos por los estrechos de Panamá y Suez limitante el primero por sus dimensiones físicas y el segundo obstruido en una época, obligaron a efectuar una revisión de los costos de transporte contra el tonelaje de las embarcaciones de hace veinte años, encontrándose que doblando los cabos de Hornos y Buena Esperanza, resultaban incosteables los fletes por las distancias tan considerables por recorrer desde las zonas de producción generalmente muy alejadas de los centros principales de consumo, con embarcaciones relativamente pequeñas.

Fué así como los grandes consorcios petroleros iniciaron los estudios tendientes a incrementar el porte de las embarcaciones de tal forma de abatir los costos, habiendo llegado paulatinamente a barcos de 100 000 TPM creyendo que el límite máximo serían las 200 000 TPM. Sin embargo, este tipo de embarcaciones tuvo problemas en un principio, propiciándose accidentes principalmente de quebrantamiento, ocasionando contaminaciones no solo del lugar del siniestro sino también de amplias zonas, debido a las corrientes oceánicas que transportaban los derrames a grandes distancias dañando la ecología, con el consiguiente desequilibrio de ésta.

(E) (B)

[B] Después de estudios en modelos y prototipos, se encontró que la relación entre vibraciones producidas por la máquina del barco y la eslora, propiciaban efectos que fatigaban el material estructural del barco propiciando su quebranto.

Solucionado este problema y deseando los armadores abatir al máximo los costos de transporte ya que estos crecen en una proporción menor que sus incrementos en capacidad, se inició la construcción, en 1966 de barcos de 150 000 (Tokyo Maru de 153 687 TPM) y - - - 200 000 (Idemitsu Maru de 209 000 TPM), en 1973 de 300 000 (Universe Ireland de 326 000 TPM) y 500 000 (Globtik Tokyo de 483 664-TPM), sin que este último sea la capacidad límite prevista ya que existe el proyecto para fines del presente año, de poner en servicio un buque tanque de 707 000 TPM y el de un millón de toneladas de peso muerto, ya se encuentra en proyecto.

Como una justificación económica de la razón del aumento en tamaño de los barcos petroleros, es el ejemplo de una ruta tomada al azar (del Medio Oriente a Japón) con buques tanque de 48 000, 102 000, - 153 000, 209 000 y 326 000 TPM.

Si se considera como unidad el precio por barril transportado en el barco de 48 000 TPM, los demás tendrían el costo mostrado en el siguiente cuadro:

[B]

<u>T. P. M.</u>	<u>COSTO POR BARRIL</u>
48 200	1.0
102 000	0.672
153 000	0.562
209 000	0.485
326 000	0.457

Valores que por sí solos explican el por qué del incremento en tamaño de los buques tanque.

Ante este desenfrenado deseo de incrementar el porte de las embarcaciones que se inició en 1959 con la construcción de los barcos superiores a las 100 000 TPM pensando solo en abatir los costos de transporte sin detenerse a meditar en el daño que pudieran ocasionar a la vida marina, los puertos principalmente de recibo de productos tanto en Asia como Europa, se dieron a la tarea de adecuar sus puertos existentes para poder recibir a estas embarcaciones, no previstas aún dentro de las planeaciones portuarias más futuristas.

Sin embargo, en vista de que la construcción de un barco de los portes mencionados toma del orden de 12 meses para su botadura, tiempo varias veces menor que el necesario para efectuar los trabajos tendientes a construir las instalaciones portuarias y profundización de los canales y dársenas adecuadas, ha sido necesario que las autoridades portuarias y las compañías directamente interesadas

das se aboquen a la investigación de sistemas en los cuales el --
puerto no fuera imprescindible para la operación de estos verdade-
ros gigantes del mar.

Así, se ha caído en soluciones de instalaciones mar adentro, algu-
nas de ellas que recuerdan a las utilizadas hace 50 años ó más.

Para seguir un orden cronológico, las instalaciones petroleras --
pueden dividirse en:

1. Portuarias
2. Mar adentro

INSTALACIONES PETROLERAS PORTUARIAS.- Son aquellas localizadas co-
mo su nombre lo indica, dentro de la protección del puerto mismo.
Estas a su vez, por su tipo pueden dividirse en:

Tipo "T"

Tipo "L"

Tipo "Marginal"

Tipo "Espigón" (perpendicular a la línea -
de costa ó margen o esviaja-
do).

[EB]

Por ser los barcos petroleros los de mayor porte navegando actualmente, por razones de seguridad y de economía, se deberán localizar sus instalaciones de atraque lo más próximo a la entrada del puerto, ya que en caso de un siniestro, es más fácil que el barco se aleje del puerto sin causar mayores daños al resto de las instalaciones.

En cuanto a la economía, es obvio que estando los muelles más cercanos a la bocana menor será el volumen necesario a dragar.

MUELLE EN "T"

Este muelle puede considerarse como el pionero de los muelles petroleros en los puertos bien sean de mar o fluviales, fundamentalmente porque estas obras fueron construídas en sus inicios por -- las propias compañías explotadoras del petróleo en países ajenos, en donde más les interesaba la extracción desmedida en el menor tiempo posible, que efectuar obras que reportaran beneficios duraderos al país propietario del petróleo.

Así, se encuentra que para evitar dragados, se llevaba la plataforma de operación del muelle hasta encontrar la profundidad natural necesaria, comunicándola con una pasarela hasta tierra en la-

[EB]

cual se colocaban las tuberías y servía para el tránsito de peatones y vehículos.

Este muelle tiene la particularidad por ser generalmente paralelo a la margen del río o costa, de ocupar un espacio de éstas igual a la eslora del barco mayor que se espera recibir, más un margen de seguridad a proa y popa, con respecto a las instalaciones adyacentes.

En las figuras (1), (2), (3), (4) y (5) se muestran algunos ejemplos de muelles "T".

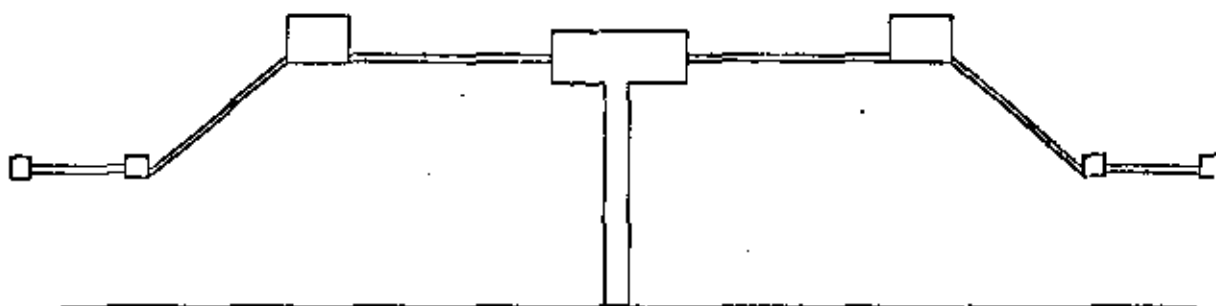
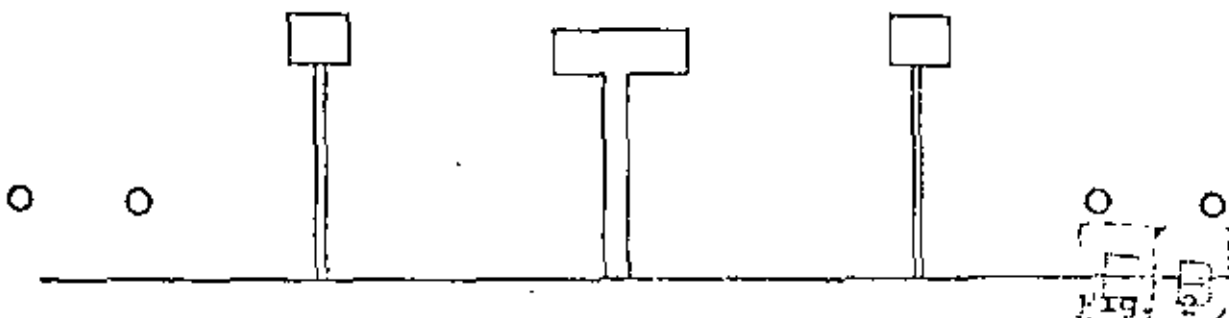


Fig. 1



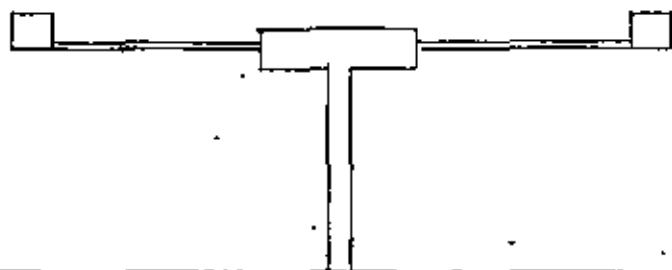


Fig. 3



Fig. 4

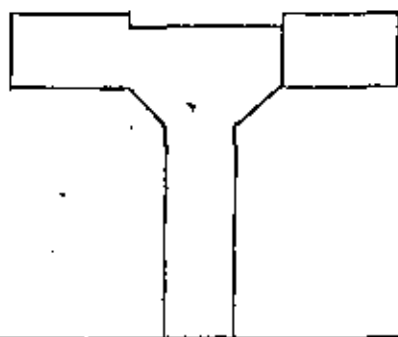


Fig. 5

[E]B

MUELLE EN "L"

Este tipo es una variante del muelle en "T" con el mismo criterio de operación con la diferencia de que la pasarela de comunicación en lugar de localizarse al centro de la plataforma de operación se sitúa en uno de sus extremos. Ver figuras (6) y (7).

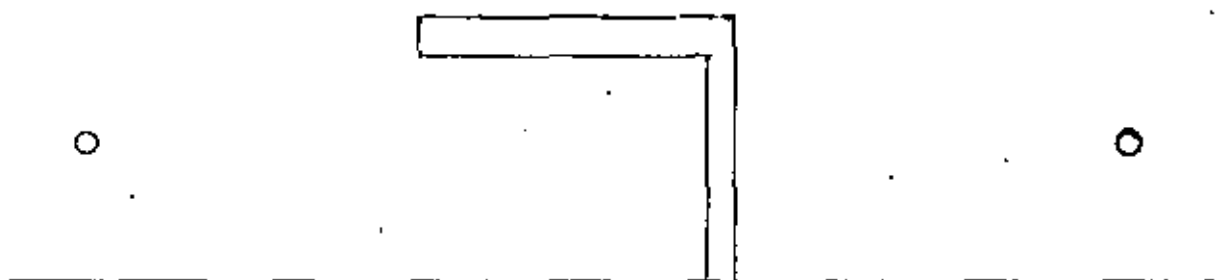


Fig. 6

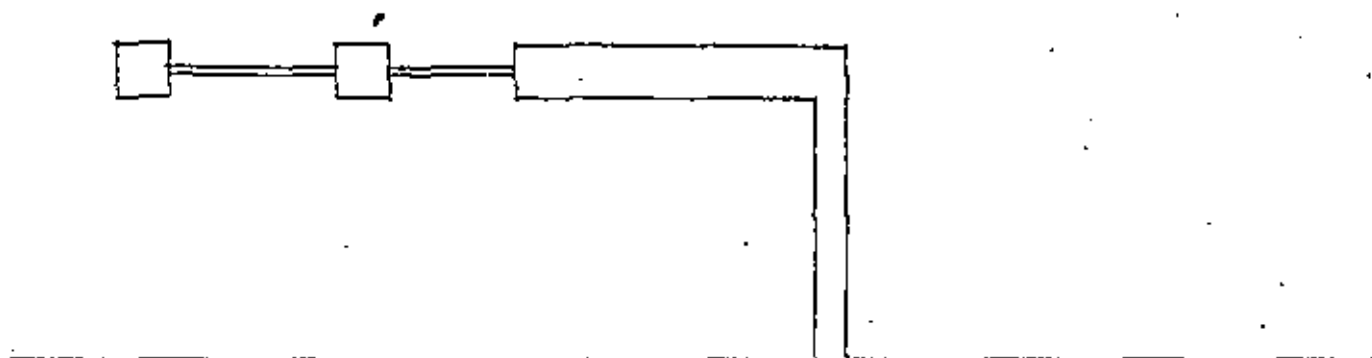


Fig. 7

MUELLE MARGINAL

Como su nombre lo indica, su construcción es paralela a la costa o margen muy próxima a éstas. Generalmente se hacen continuos para el atraque de varias embarcaciones simultáneas.

[E B]

ofrece la ventaja de poder transitar por él facilitando el amarre de los cabos del barco. Sin embargo, su longitud es equivalente a la eslora del barco más una longitud adicional a proa y a popa como margen de seguridad con las embarcaciones adyacentes. Ver Fig.

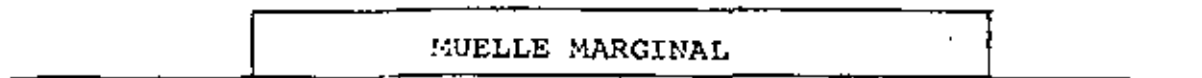


Fig. 8

MUELLE EN ESPIGON

Los muelles pueden ser perpendiculares o esviados con respecto a la margen del río o costa.

Los buques tanque, son embarcaciones cuya carga es distribuida a los compartimentos mediante una red de tuberías a bordo sin que sea necesario mover el barco para llenarlo en su capacidad total como sucede con otro tipo de barcos ó que los equipos terrestres requieran sufrir desplazamientos para tal fin, ya que a bordo exis

te una zona determinada en la cual están los extremos de la red de tuberías que conducen el ó los productos, la cual es común que se localice sensiblemente a la mitad de la eslora del barco, quizá un poco hacia proa.

Partiendo de este hecho, se puede considerar que el barco siempre atracará en la misma posición: la localización de las tomas de producto, los puntos de contacto del barco en los elementos de atraque así como los de amarre, tendrán su situación perfectamente definida con lo que se logra una economía al no ser necesario construir el muelle en toda su longitud con la misma rigidez estructural, concentrando ésta en los puntos donde se requiere. Ver Figs. (9) y (10).

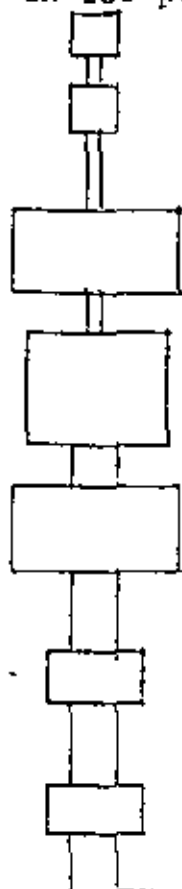


Fig. 9

EB

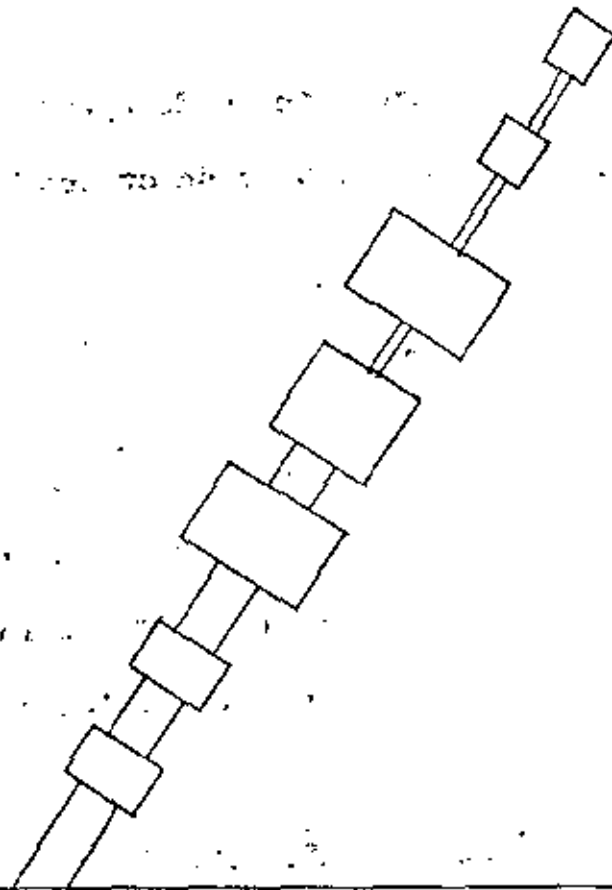


Fig. 10

Cuando la localización de la instalación portuaria así lo permite, el muelle en espigón es el tipo más adecuado por los siguientes -- motivos principales:

- 1) Menor ocupación de margen o dicho en otras palabras, ocupación de la margen con mayor eficiencia.
- 2) Mayor economía en construcción.
- 3) Mejor control de las áreas de operación.

1) Ocupación de la margen con mayor eficiencia.

[E] [B]

Esto es obvio ya que al quedar perpendiculares los muelles a la --

EB

margen ó costa, prácticamente donde opera un barco en un muelle - marginal es factible el atraque de cuatro barcos del mismo porte.

2) Mayor economía en construcción.

Si se considera que un muelle en "T" tiene los mismos componentes que un muelle en espigón solo que dispuestos en otra forma, se observa que mientras en un muelle en "T", atraca un solo barco, en el muelle en espigón lo hacen dos simultáneamente.

3) Mayor control de las áreas de operación.

Esto es resultado de la concentración de las instalaciones en una menor longitud de margen o costa, reduciéndose la vialidad, vigilancia y demás servicios terrestres, principalmente tuberías de producto.

Como se puede observar, cada tipo de muelle cumple con su cometido según las condiciones del lugar donde se localice pues aunque alguno de ellos puede ser más eficiente que otro, existen ciertas limitaciones que no permiten el uso del muelle en espigón que resulta ser el más adecuado según se mencionó en párrafo anterior.

Estas limitaciones principales pueden ser:

1. Vientos reinantes
2. Dimensiones físicas del puerto

EB

3. Corrientes acuáticas
4. Resonancia del vaso portuario
5. Vida útil de la instalación

1. Vientos reinantes.

Lo ideal para un muelle en espigón es que los vientos reinantes sean en el sentido de su eje longitudinal, lo que algunas veces no es posible lograrlo por la planeación misma del puerto.

2. Dimensiones físicas del puerto.

Esto es común en aquellos puertos fluviales cuya ría es de poca anchura. No obstante esta limitación podría superarse dragando hacia adentro de alguna de las márgenes; sin embargo, la ampliación del área hidráulica traería como resultado la disminución de la velocidad del agua y consecuentemente el depósito de azolve.

3 Corrientes acuáticas.

Aún en rías de suficiente anchura, con dirección de vientos en la condición ideal, puede existir el problema de fuertes velocidades de corriente que dificulten las maniobras de atraque y desatraque.

EB

E (B)

4. Resonancia del vaso portuario.

Cuando se presenta este caso, se deberá buscar la orientación más adecuada que contenga la resultante de los parámetros anteriores— así como el de la resonancia que podría estar produciendo constantes movimientos de acercamiento y alejamiento del barco al muelle con los consiguientes perjuicios para la estructura del muelle y los equipos instalados y por que no, de la embarcación misma.

5. Vida útil de la instalación.

Este aspecto también puede definir en cierta forma el tipo de muelle a construir.

En cuanto a los materiales que se utilicen, dependerán de las siguientes condiciones:

1. Tiempo disponible para ponerlo en operación.
2. Dimensiones propias del muelle.
3. Disponibilidad de materiales
4. Condiciones ambientales.

1. Tiempo disponible para ponerlo en operación.

Cuando la instalación se requiere con urgencia habrá que pensar en utilizar los materiales existentes en el área. Una solución muy

común en el caso de muelles petroleros, es la de utilizar tubería (generalmente de recuperación) con la cual la fabricación de pilotes es sumamente rápida. Asimismo, por estar sometidos estos muelles principalmente a cargas horizontales, la tubería es también una buena solución para la fabricación de la superestructura incluyendo los elementos que le proporcionan la rigidez adecuada.

2. Dimensiones propias del muelle.

Si por el porte de las embarcaciones que atraquen al muelle se requieren elementos de cimentación muy robustos y dependiendo del tipo de suelo, pueden utilizarse pilotes de acero ó pilotes huecos de concreto, ambos de gran diámetro .

Sin embargo, siempre existe una relación directa entre el porte de la embarcación y la profundidad del agua e hincia de los pilotes donde se desplante la obra. Por tal motivo y por la facilidad de fabricación y manejo los pilotes de tubería de acero, son los más recomendables, para muelles que reciban embarcaciones de porte mayor.

Es evidente que al proyectar una instalación portuaria petrolera no es solamente ésta en sí, sino que debe de tomarse en cuenta para fines de la planeación terrestre, la necesidad de contar con -

[EB]

[E] [B]

las áreas suficientes para la localización de tanques de almacenamiento bien sea para recibo de los productos o para la expedición de estos por vía marítima.

Dependiendo del área de influencia que esta terminal de almacenamiento tenga, serán las dimensiones de los terrenos necesarios.

En algunos países altamente industrializados, no solo consideran las áreas para los patios de tanques sino también los espacios necesarios para la erección de refinerías desde donde parten los productos elaborados.

Para la localización de estas áreas terrestres, se sigue el mismo criterio seguido para los muelles: es decir, alejados del puerto comercial y en lo posible, lo más próximo a los muelles para disminuir los tiempos necesarios de operación de los barcos.

Cuando se trata de puertos prácticamente saturados de instalaciones y cuyas posibilidades de expansión son nulas o carecerían de las reglamentaciones de seguridad para los grandes supertanques, se opta por construir terminales ó puertos petroleros independientes de los antiguos puertos convencionales.

Sin embargo, por lo cuantioso de las inversiones y el tiempo que

estas requieren para su construcción, no es común encontrar muchos de estos puertos que den cabida a barcos que exceden al tonelaje - del orden de 250 000 TPM.

INSTALACIONES PETROLERAS MAR ADENTRO

Aunque es indiscutible que para condiciones normales el puerto es sinónimo de abrigo seguro para los barcos como se mencionó al principio de este capítulo, los barcos han rebasado con creces el tonelaje de 250 000 TPM causando problemas operativos principalmente - en los lugares de destino del petróleo crudo principalmente.

Como quiera que en algunos casos no es posible someter al puerto a sucesivas modificaciones ya sea por limitaciones físicas ó económicas, se ha tenido que recurrir a instalaciones que para la descarga de los barcos no dependan del abrigo del puerto para su operación.

Desde luego es deseable que exista alguna protección natural lo -- que asegurará un porcentaje mayor de días aprovechables.

Las instalaciones petroleras mar adentro pueden dividirse en dos - grupos principales:

1. Flotantes
2. Fijas

ER

E B

1. Instalaciones flotantes.

- a) Fondeadero
- b) Amarradero convencional
- c) Monoboya con sistema de fijación con cadenas en catenaria.
- d) Monoboya con sistema de fijación con un solo ramal de cadena.
- e) Monoboya con sistema de fijación con brazo rígido.

2. Instalaciones fijas.

- a) Torre para amarre de buques tanque
- b) Muelles Isla

Instalaciones flotantes.

- 1.a) La forma más elemental para alijar o cargar un barco petrolero es al ancla lo cual sucede cuando no se cuenta con las instalaciones portuarias adecuadas o porque no existe suficiente profundidad para que en forma económica se aproxime a la costa. Tal cosa sucede actualmente para abastecer Lerma, Camp.,- fondeando el barco alejado de la costa donde haya profundidad suficiente para operar con seguridad y mediante chalanes de poco calado se alija el barco llevando el producto a tierra.

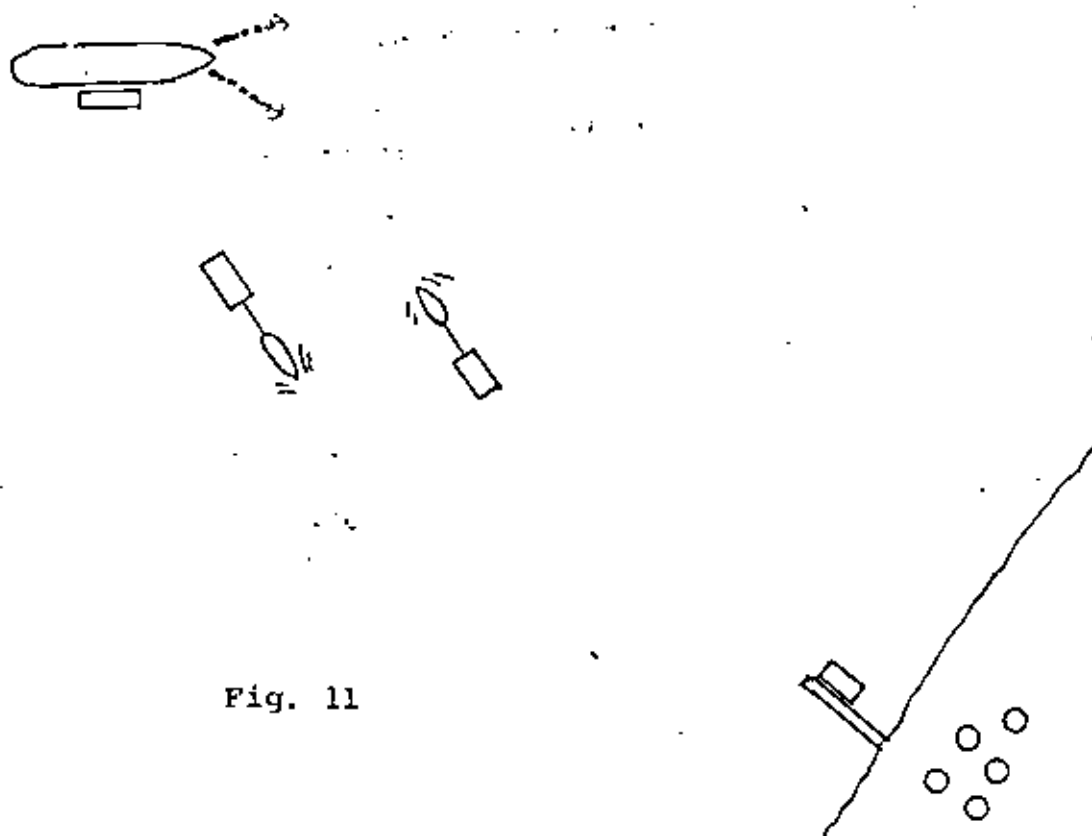


Fig. 11

1.b) Amarradero convencional ó SPM (Spread Point Mooring).

Posiblemente esta instalación haya sido la primera que se --
 ideó como solución de operación más o menos continua para --
 evitar el uso de un puerto o por la carencia de éste.

Consiste fundamentalmente en un número de boyas de amarre --
 (4,5 ó 6) convenientemente distribuídas para recibir los ca-
 bos de amarre del barco que lo tienden a mantener en una po-
 sición sensiblemente fija, una o varias tuberías submarinas-
 de producto que van desde los tanques de almacenamiento en --
 tierra hasta el centro de gravedad del conjunto de las boyas.

En este extremo, se conectan varios tramos de manguera de hu-
 le que permitirán los movimientos relativos propios de la em.

barcación debido a la influencia de los elementos naturales.

En el extremo libre de las líneas de mangueras, irán unos boyarines que identificarán por su forma ó color, el tipo de producto que cada tubería conduce y servirán también para izar las mangueras a bordo y conectarlas a las tomas del barco procediéndose a la carga ó descarga del buque. En la fig. (12) se muestra en forma esquemática un amarradero convencional.

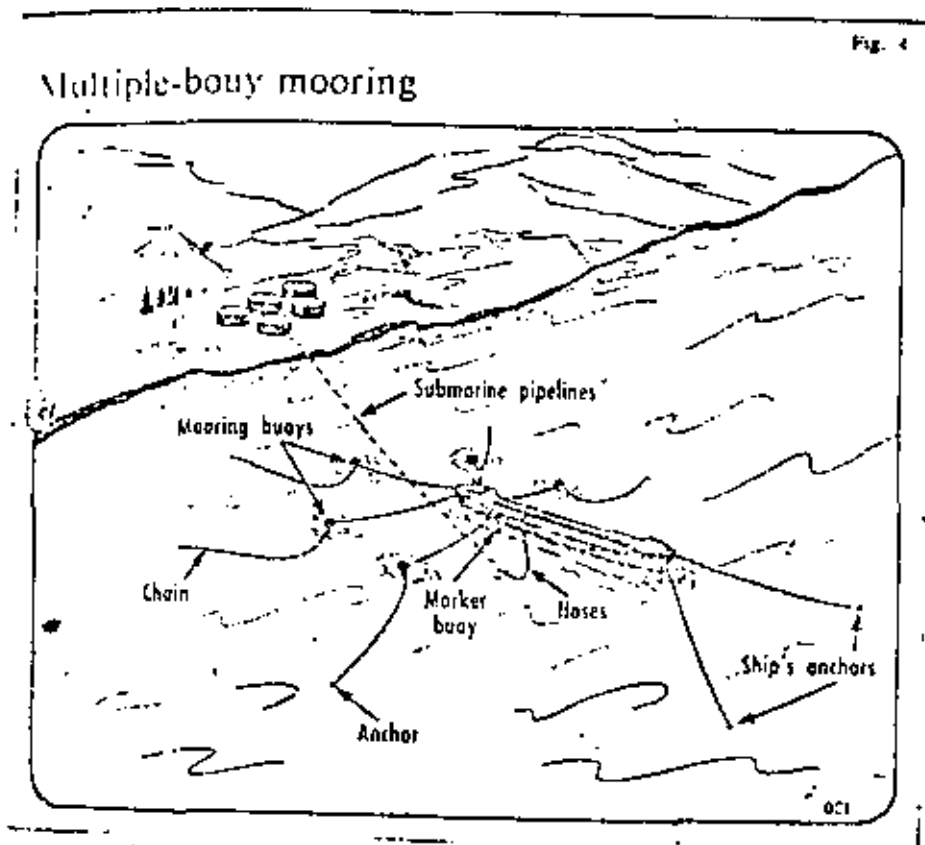


Fig. 12

Con este sistema simplista y hasta cierto punto económico (si las profundidades necesarias están próximas a la costa), los costos por concepto de dragado no existen porque las líneas se prolongarán mar adentro tanto como se requiera.

No obstante, adolece de serios inconvenientes debidos a que como se mencionó anteriormente, este tipo de instalaciones generalmente tienen una protección natural precaria quedando expuestas a las condiciones naturales del lugar, como son: el oleaje, las corrientes, viento y mareas.

Si bien el barco se amarra en dirección de la resultante de los elementos antes dichos, estos pueden cambiar sorpresivamente de dirección, principalmente el viento y el oleaje, incidiendo estos sobre el costado del barco obligando a la embarcación a largar el amarradero y si el tiempo lo permite, enmendar la maniobra, amarrándose en una nueva posición más favorable. Lo anterior puede tomar de 4 a 5 horas, pero si el oleaje y el viento son tales que esta operación no pueda realizarse, el barco deberá fondearse a esperar a que mejore el tiempo con las consiguientes pérdidas que se derivan de una operación intermitente.

1.c) Monoboya con sistema de fijación con cadenas-en-catenaria.

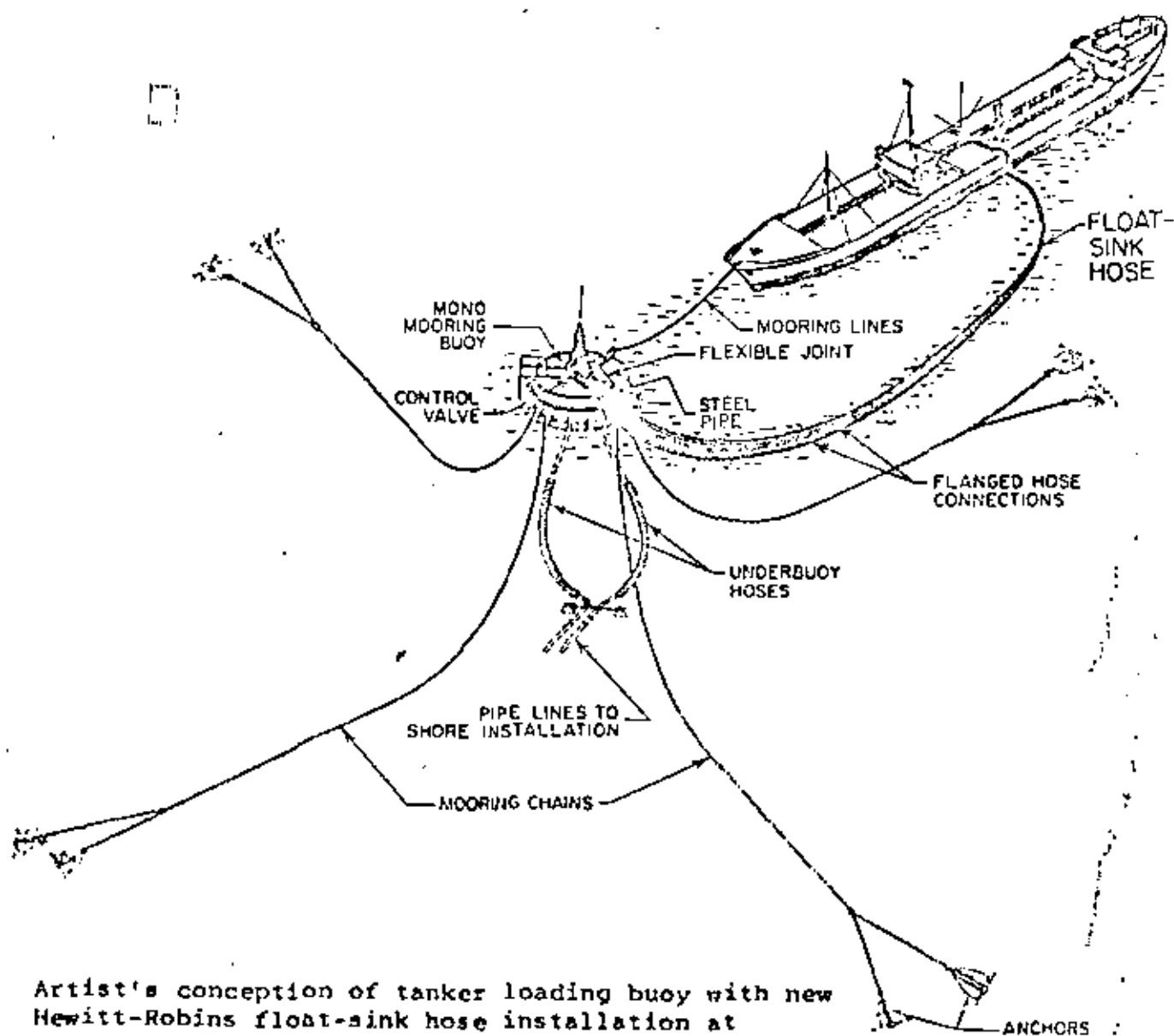
Observando los inconvenientes que tiene un amarradero con--

EE

E B

vencional de boyas múltiples debido a las maniobras que hay que realizar cuando existen cambios en las condiciones meteorológicas locales, varios laboratorios de investigación hidráulica marítima se dieron a la tarea de encontrar algún sistema, que permitiera al barco seguir operando aún cuando las condiciones variaran en intensidad y dirección.

Así, hace aproximadamente 15 años salió al mercado una boya a la cual el barco podría amarrarse y girar en ambos sentidos 360° alrededor de ella, según las condiciones del tiempo, dando como resultado la monoboya conocida como CALM (Catenary Anchor Leg Mooring). Ver fig. (13).



Artist's conception of tanker loading buoy with new Hewitt-Robins float-sink hose installation at Koshiba, Japan.

Fig. 13

EB

Las partes fundamentales de esta monoboya son:

1. Tubería submarina
2. Múltiple submarino
3. Mangueras submarinas
4. Casco de la monoboya
5. Múltiple de distribución de productos a bordo de la monoboya.
6. Brazo de operación
7. Brazo de amarre
8. Brazo de contrapeso
9. Cabos de amarre
10. Mangueras flotantes
11. Cadenas de fijación
12. Anclas o pilotes para fondeo de la boya.

1.c.1.- Tubería submarina.- Es la tendida en el lecho marino desde la playa hasta el lugar donde se localice la monoboya. Generalmente cuando los diámetros son mayores de 12", es necesario lastrarlos para evitar que traten de flotar propiciando su desplazamiento del lugar previsto.

1.c.2.- Múltiple submarino.- Este elemento localizado en el extremo de la tubería submarina, es la unión de ésta con las mangueras que conectan con el fondo del casco de la monoboya.

1.c.3.- Mangueras submarinas.- Como se mencionó en el párrafo anterior, es la parte flexible de la línea submarina de conducción que amortiguarán los movimientos de la monoboya debidos fundamentalmente al oleaje y las mareas.

1.c.4.- Casco de la monoboya.- Es prácticamente un flotador de suficiente capacidad para soportar el peso de los equipos instalados a bordo y las cadenas que lo fijan al lecho marino.

1.c.5.- Múltiple de distribución a bordo de la monoboya.- Este componente es la parte vital del funcionamiento del sistema. Está formado por varias cámaras concéntricas (según el número de productos que se piensen mover a través de él) separados por sellos que evitan la mezcla de productos, teniendo un sistema giratorio que permite que el conjunto gire según se oriente el barco sin suspender la operación.

1.c.6.- Brazo de operación.- Es una estructura donde se apoyan las tuberías que salen de cada una de las secciones del múltiple de distribución de productos y que gira conjuntamente con éste.

1.c.7.- Brazo de amarre.- Este elemento está dotado de las bitas y cáncamos de amarre de los cabos donde se hará firme el barco por la proa. Como el brazo de operación, gira conjuntamente el múltiple de operación.

1.c.8.- Brazo de contrapeso.- Para mantener adrizada la monoboya - debido al peso de los brazos anteriormente mencionados se requiere de otro en el cual se coloque peso suficiente para mantener la monoboya nivelada.

EB

E B

1.c.9.- Cabos de amarre.- Son dos y se encuentran fijos en un extremo a los cáncamos del brazo, correspondiente. Se encuentran flotando mientras no existe barco amarrado.

1.c.10.- Mangueras flotantes.- Partiendo de las tuberías de producto localizadas en el brazo de operación, se encuentran conectadas un número de líneas flotantes equivalente a igual número de productos que se muevan por el múltiple de distribución. Estas mangueras tendrán suficiente longitud para que lleguen por uno de los costados del barco hasta la parte media de su eslora, conectando a las tuberías de distribución que se localizan sobre la cubierta del buque tanque.

1.c.11.- Cadenas de fijación.- Son los elementos necesarios para transmitir los esfuerzos en la monoboya directamente al lecho marino, manteniéndola justo arriba del múltiple submarino - bajo cualesquiera de las condiciones meteorológicas previstas en el diseño.

El número de cadenas dependerá del tamaño de los barcos que amarran, de la profundidad de localización y por supuesto, de las condiciones reinantes.

1.c.12.- Anclas o pilotes para fondeo de la boya.- Estas se localizan en los extremos de las cadenas que parten de la monoboya y harán presa en el lecho marino. Dependiendo del tipo de fondo, si es arenoso el uso de anclas es el adecuado; ^{E B} sin embargo

go, si es arcilloso el sistema de anclaje más conveniente es a base de pilotes.

Este tipo de monoboya es el que más frecuentemente se encuentra instalado, llegando a operar en él buques tanque hasta de - - - 250 000 TPM.

Las limitaciones que presenta este tipo de instalación, son principalmente durante las maniobras de amarre, ya que es una embarcación de porte menor la que tiene a su cargo las operaciones de dar los cabos de amarre y los extremos de mangueras al barco, situación que se vuelve difícil si la altura de ola es superior a 8 pies.

Asimismo, existe la posibilidad de que si el barco no tiene precaución durante el tiempo que esté operando, y no existe viento ni oleaje, tiende a irse sobre la monoboya ocasionándose averías a una estructura que tiene poco margen de amortiguamiento.

1.d.- Monoboya con sistema de fijación con un solo ramal de cadena.

Esta monoboya conocida por las siglas S.A.L.M. (Single Anchor -- Leg Mooring) trata de evitar los inconvenientes mencionados en el último párrafo de la monoboya C.A.L.M. Ver. Fig. (14).

[E] [B]

E B

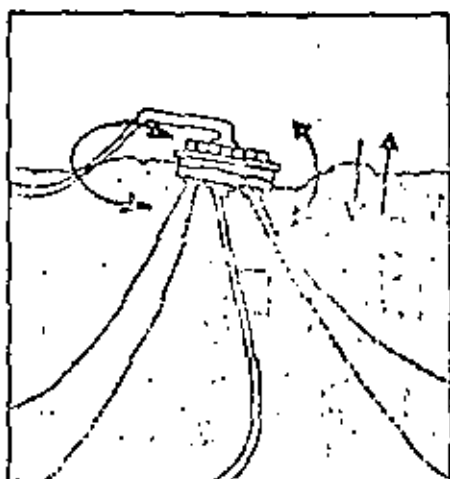
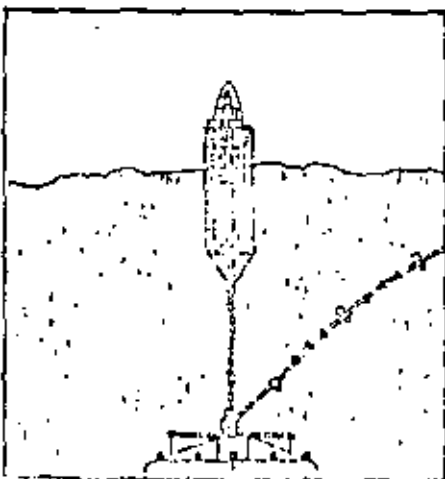
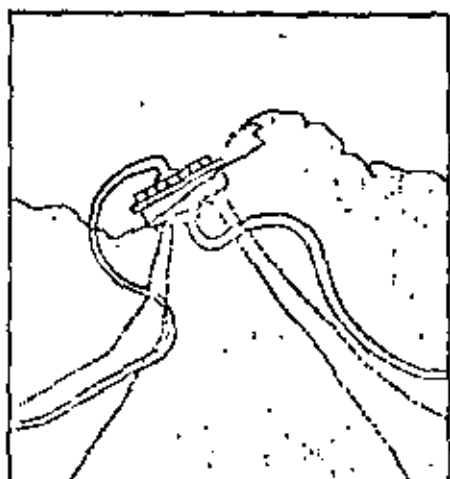
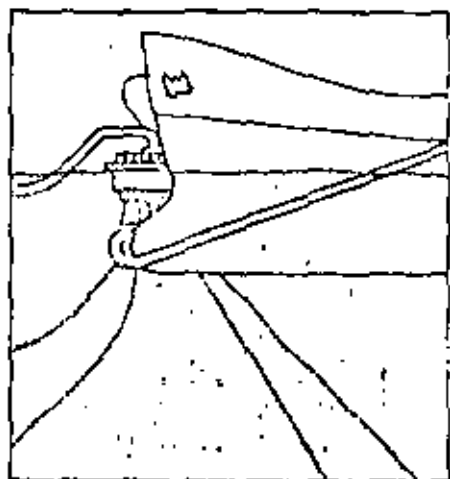
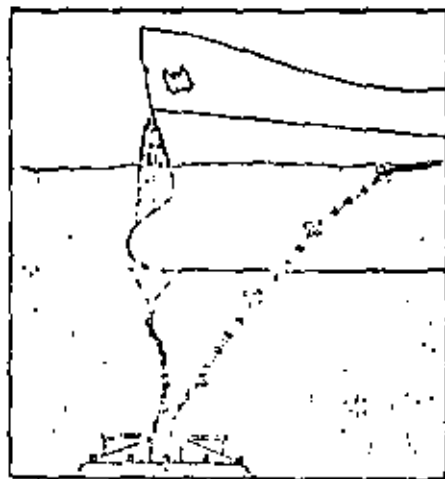
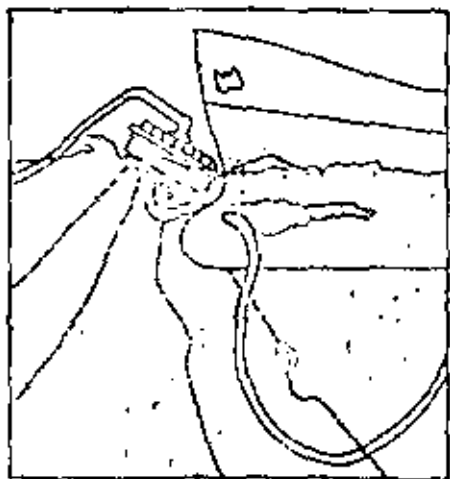
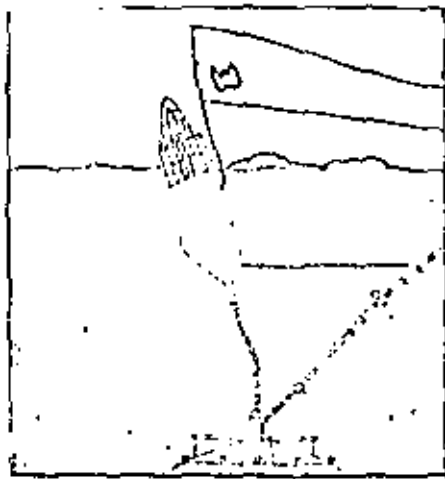


Fig. 14

E B

Al quedar fondeada con un solo ramal de cadena tiene mayor facilidad de evadir o amortiguar un impacto directo del buque tanque. ver. figs. (15) y (16).

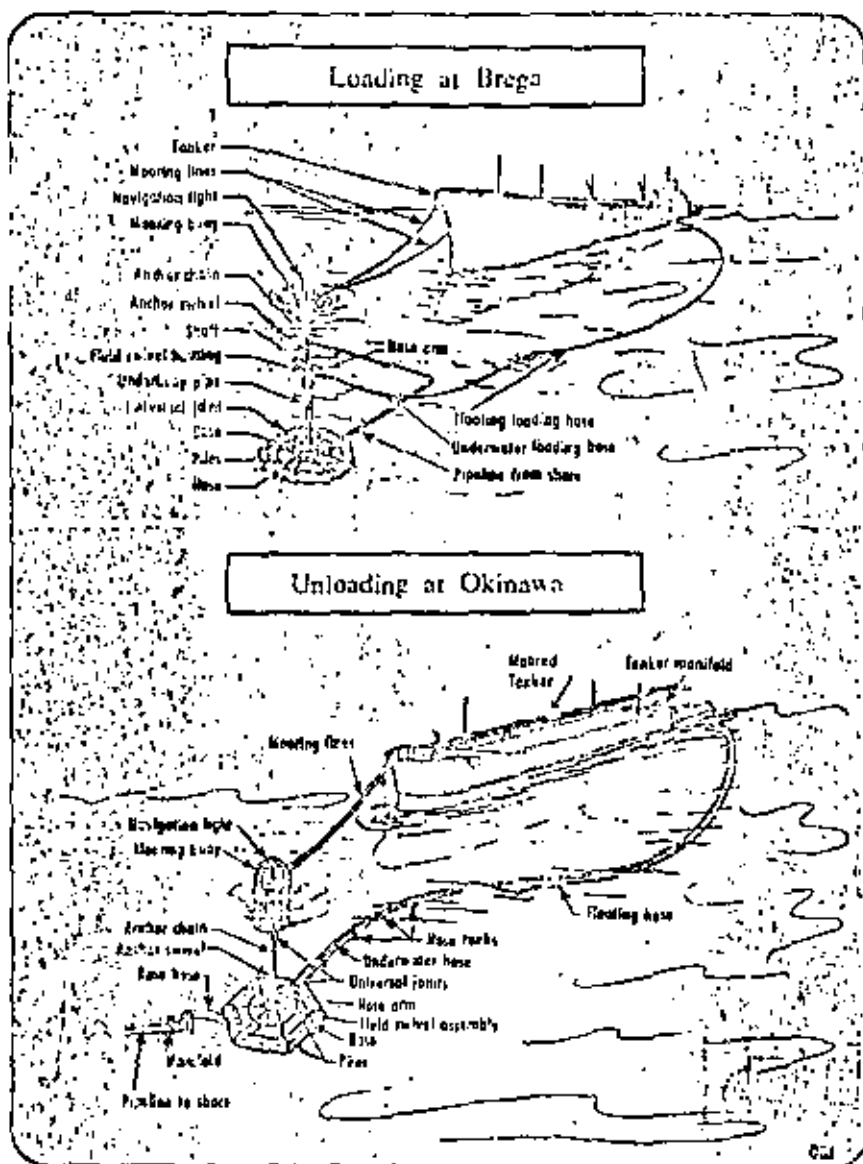
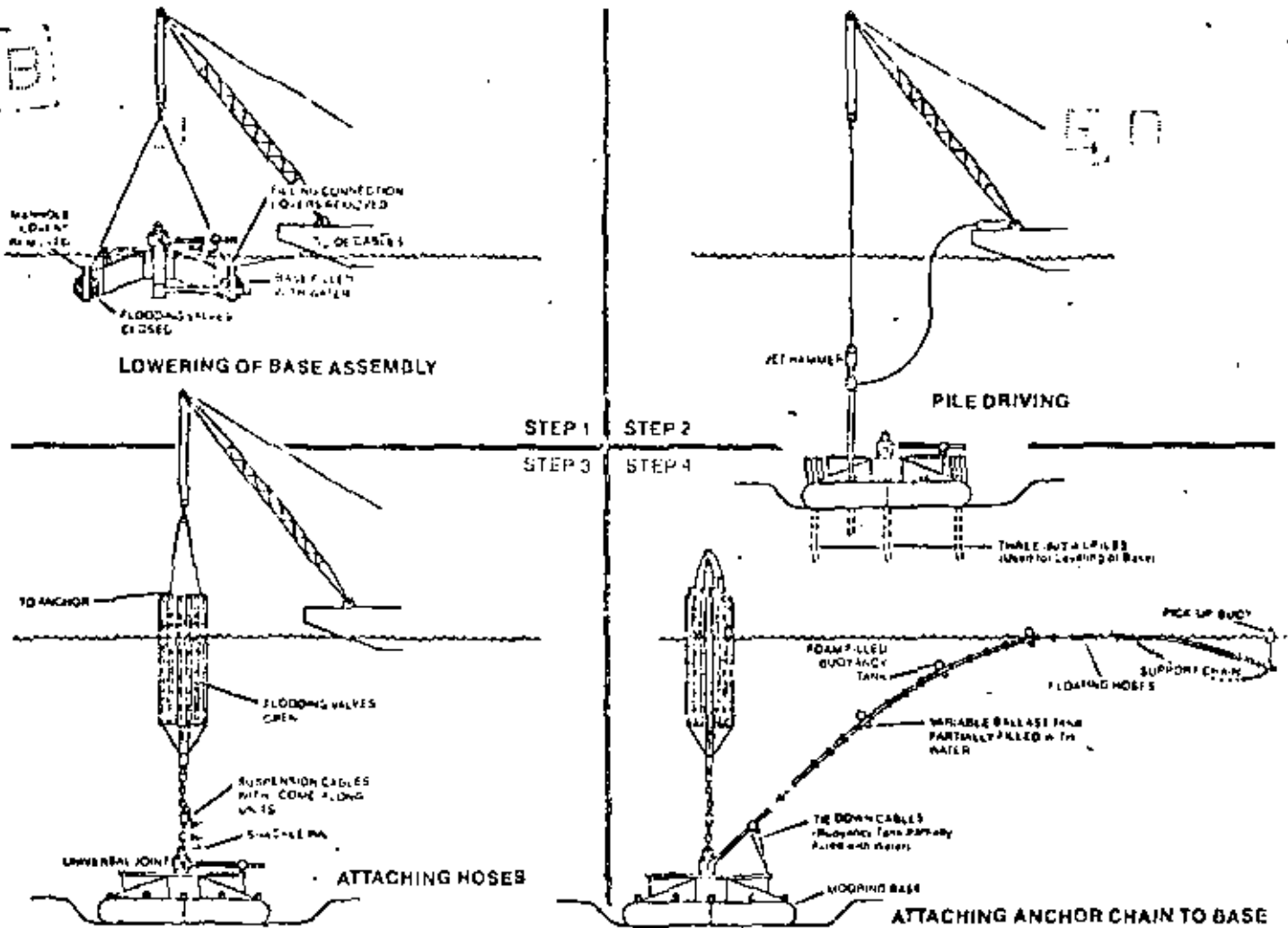


Fig. 15

E B



NOTE: SALM MOORING BASE CAN BE MADE OF ALTERNATIVE MATERIAL WHERE SEA BED SOILS DO NOT PERMIT PILES.

TYPICAL DIMENSIONS

SALM BUOY

SALM BASE

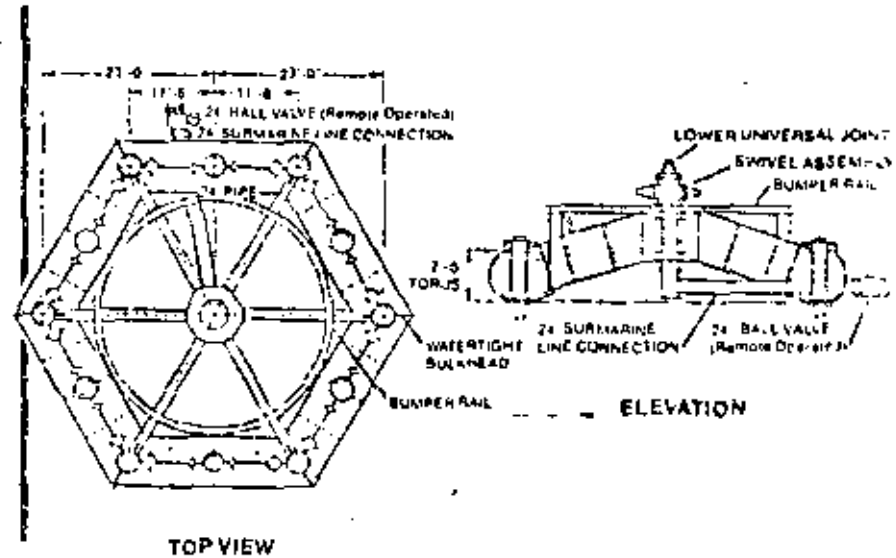
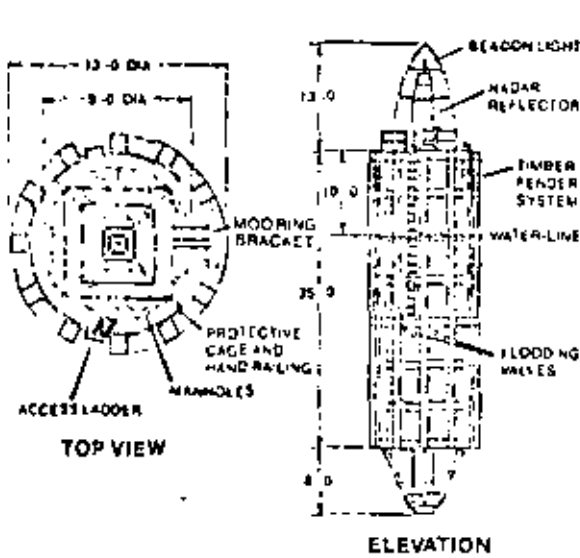


Fig. 16

SOFEC INC.

One Greenway Plaza East • Houston, Texas 77046
Tel. (713) 623-2119 • Telex 762797
Cable: SOFEC-Houston

Prácticamente consta de las mismas partes principales mencionadas para la monoboya C.A.L.M. a excepción hecha de que las cadenas de fijación se reducen a una solamente y que las mangueras-flotantes en vez de partir desde la monoboya, parten del múltiple submarino.

Este tipo de monoboya es generalmente usado para buques tanque de gran porte (hasta 250 000 TPM) y en lugares que por gran profundidad la monoboya C.A.L.M. tendría que ser de grandes dimensiones para soportar el peso de las cadenas.

De estas monoboyas hay instaladas una cantidad muy reducida en el mundo.

1.e) Monoboya con sistema de fijación con brazo rígido.

Esta monoboya es una variante del S.A.L.M. y es conocida como R.A.M. (Rigid Arm Mooring).

Este sistema substituye la cadena por un brazo metálico estructurado con celosía y la manguera que partía desde el múltiple submarino se convierte en una junta flexible y un tubo dentro del brazo metálico. Ver fig. (17).

EB

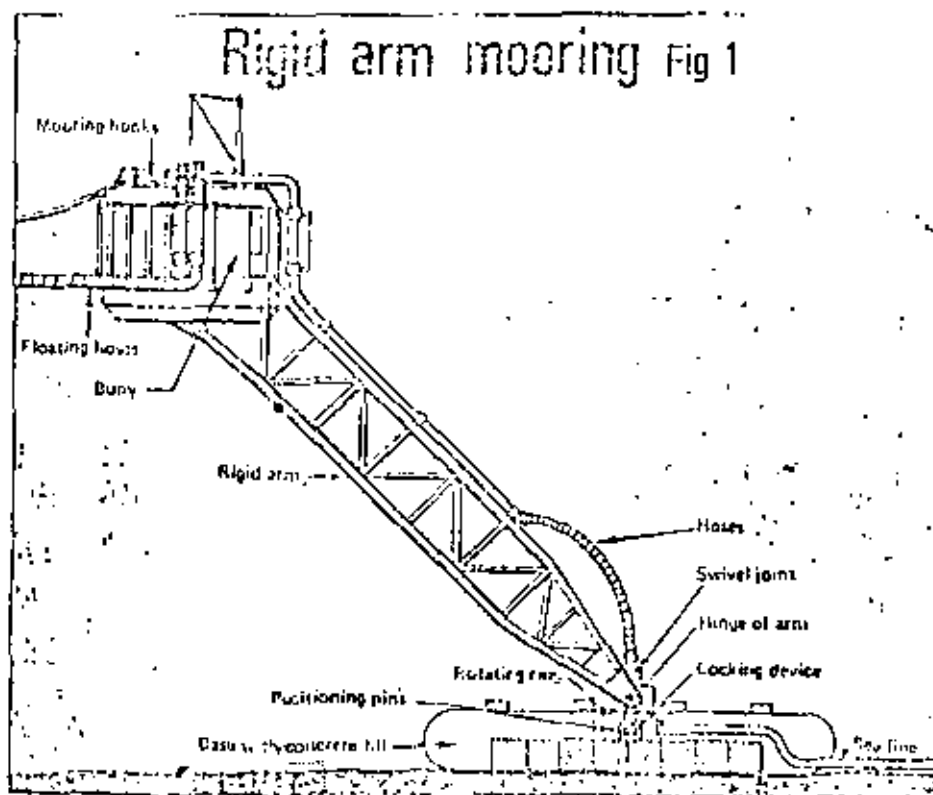


Fig. 17

En el múltiple para permitir el libre giro de la mono-boya, tiene un sistema cardán además del múltiple de distribución de productos que en el sistema CALM está sobre la cubierta de la mono-boya.

EB

De este tipo de bóyas se proyectan instalar 5 en las proximidades del puerto del Havre para B/T hasta de 500 000 TPM. Ver fig. 18.

EB

2. INSTALACIONES FIJAS

2.a) Torre para amarre de buques tanque.

Como una variante de las monoboyas pero bajo el mismo principio de permitir el libre giro de la embarcación alrededor de la instalación de carga o descarga, se desarrolló un sistema que no se encontrara flotando sino apoyado firmemente en el fondo.

Así se inventó el sistema T.T.M. (Tower Tanker Mooring) cuya estructura de apoyo tiene mucha similitud con las plataformas de perforación marina, consistente en una torre prefabricada con tubos de acero huecos que se coloca en el lugar apoyándola simplemente en el fondo. Para su empotramiento, se pilotea a través de los tubos verticales que forman la estructura (Jacket Type) mediante tubos de menor diámetro hasta encontrar la capa resistente.

Acto seguido, se sueldan los pilotes a las tuberías exteriores en su parte superior.

Posteriormente, se instala sobre la estructura previamente fijada, la parte propiamente que constituye el sistema de giro, amarre y carga.

Esta instalación tiene la particularidad de cargar los barcos por la proa a diferencia del resto de los demás sistemas antes mencionados en que las mangueras van hasta la mitad de la [E]B eslora del barco. Ver fig. (19).

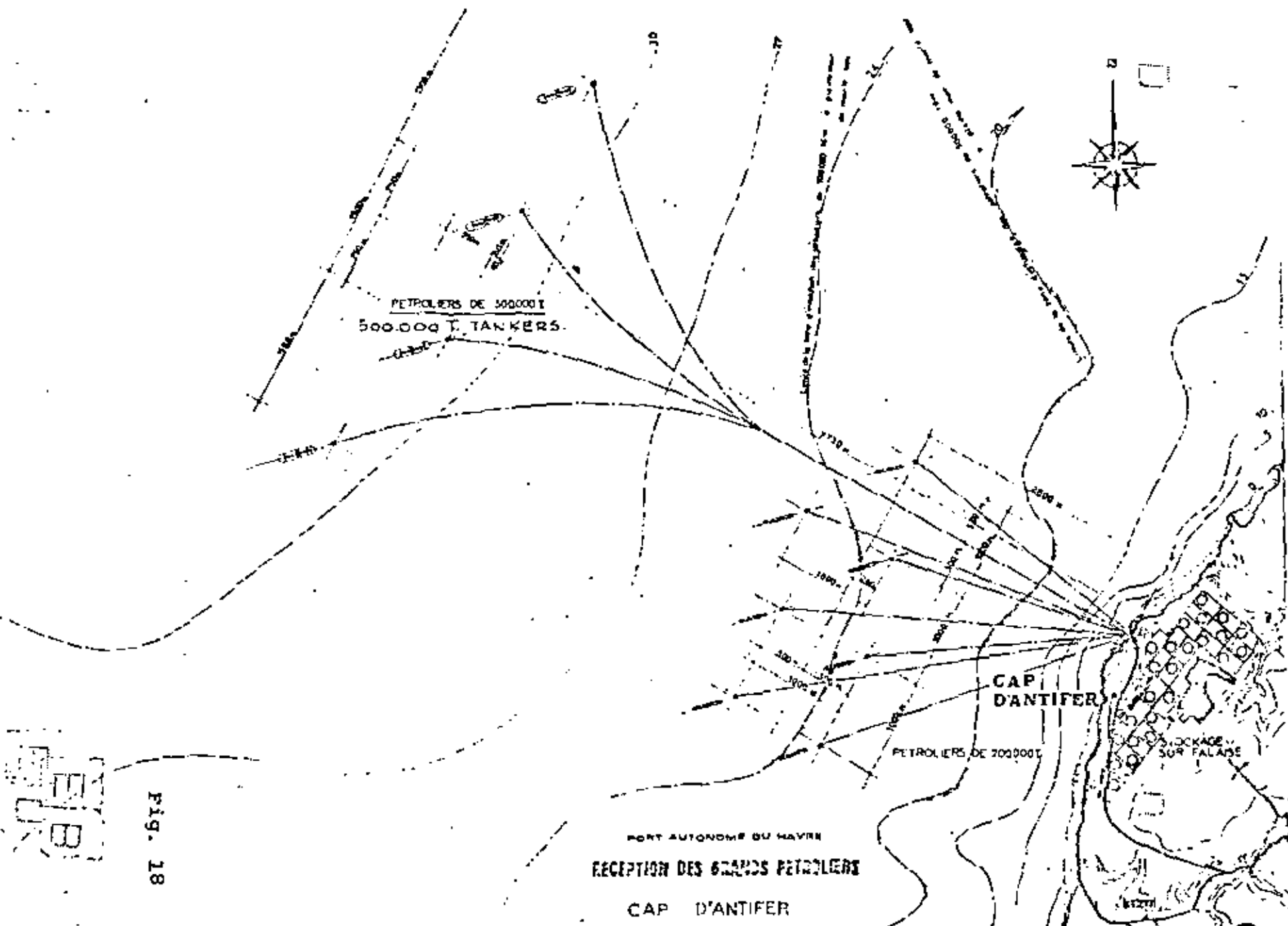


Fig. 18

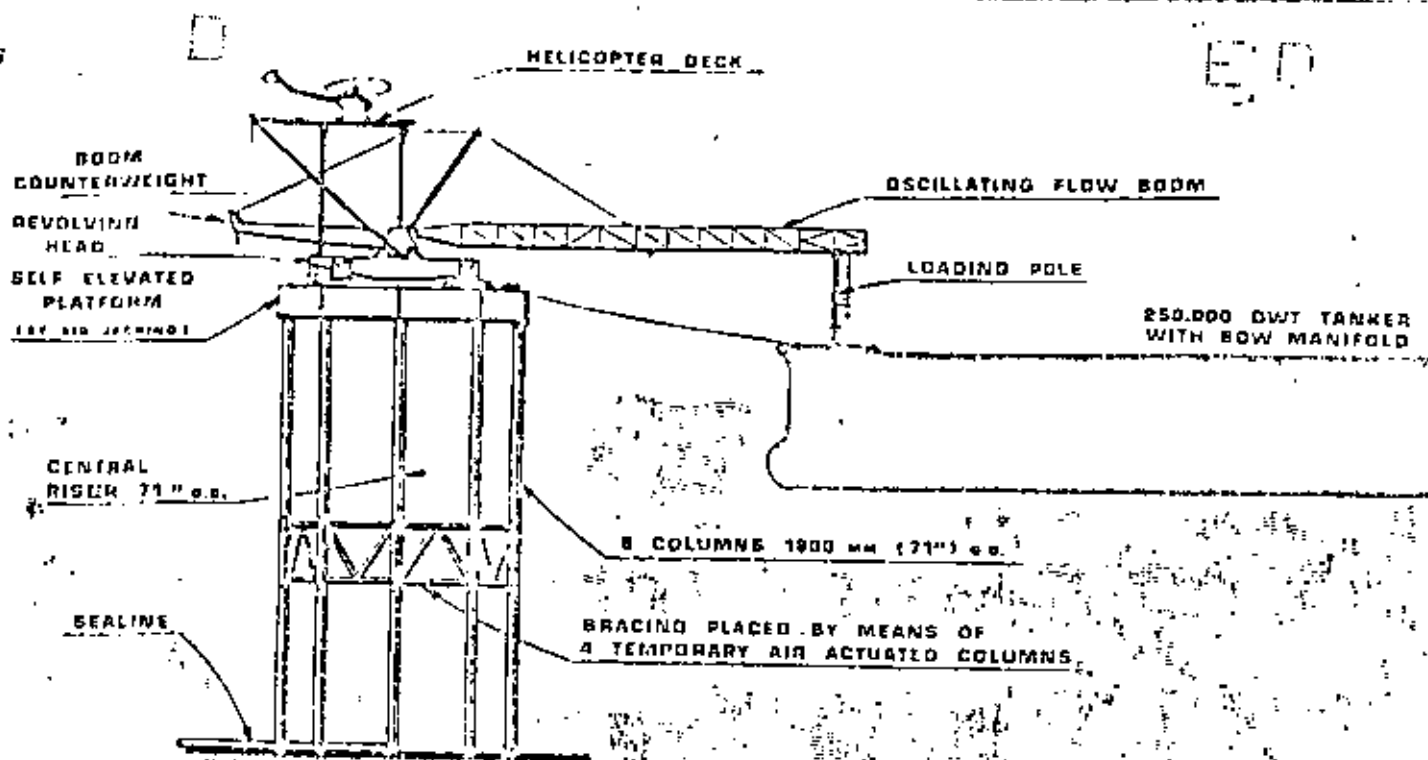


Fig. 19

De todos los sistemas enumerados anteriormente, en los cuales de acuerdo a sus diseñadores tienen ventajas unos sobre los otros, - se tiene algo en común:

La limitación del número de mangueras flotantes con el que pueden operar ya que por experiencia, se ha podido comprobar que -- más de 3 mangueras y sobre todo de diámetros grandes (24"Ø), - - tienden a enredarse y a dificultar las maniobras de conexión.

Además por el número reducido de mangueras por las que puede ope

rar, el gasto generalmente nunca es superior a los 50 000 bls/hr. lo que incrementa notablemente el tiempo de estadía de las embarcaciones, sobre todo cuando sobrepasan las 200 000 tons., los - - tiempos se vuelven muy significativos.

2.b. Muelle Isla

Ante los inconvenientes que presentan las instalaciones antes de las cristas y donde las condiciones locales lo permiten, la instalación mar adentro más eficiente es el muelle isla. Ver. figs. (20), (21) y (22).

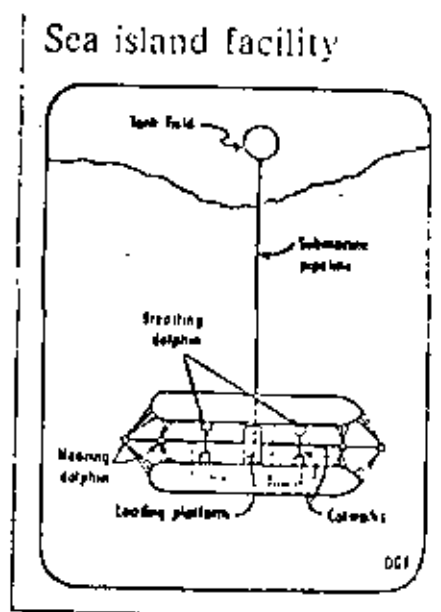
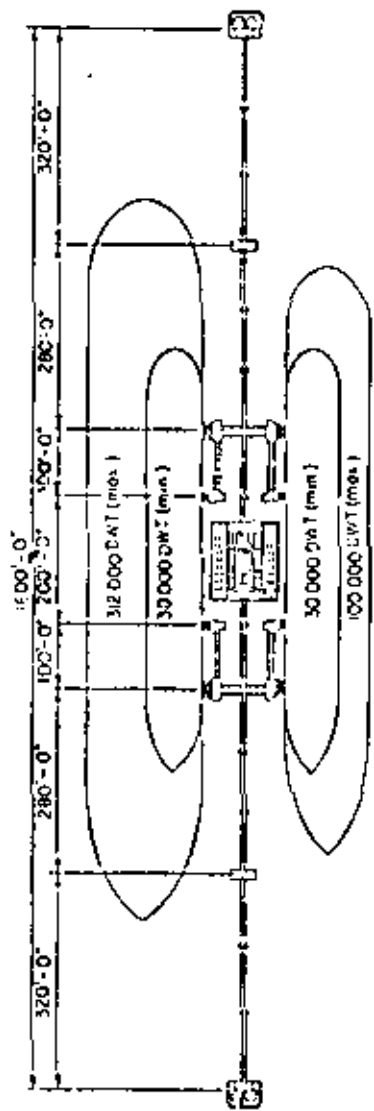


Fig. 20

EB



Plan

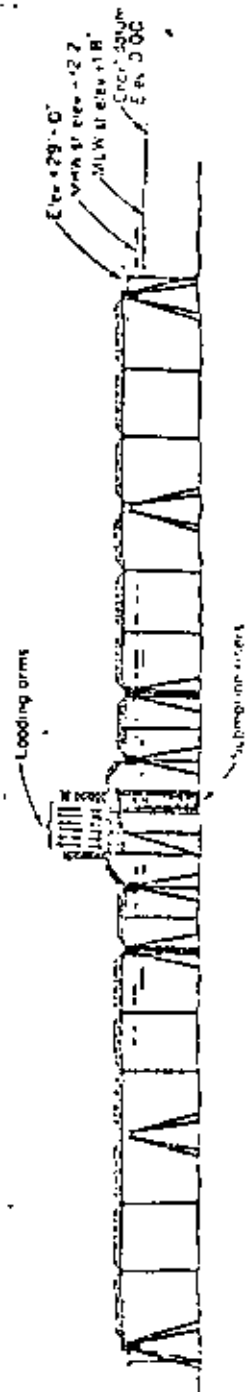


Fig. 21

B

B

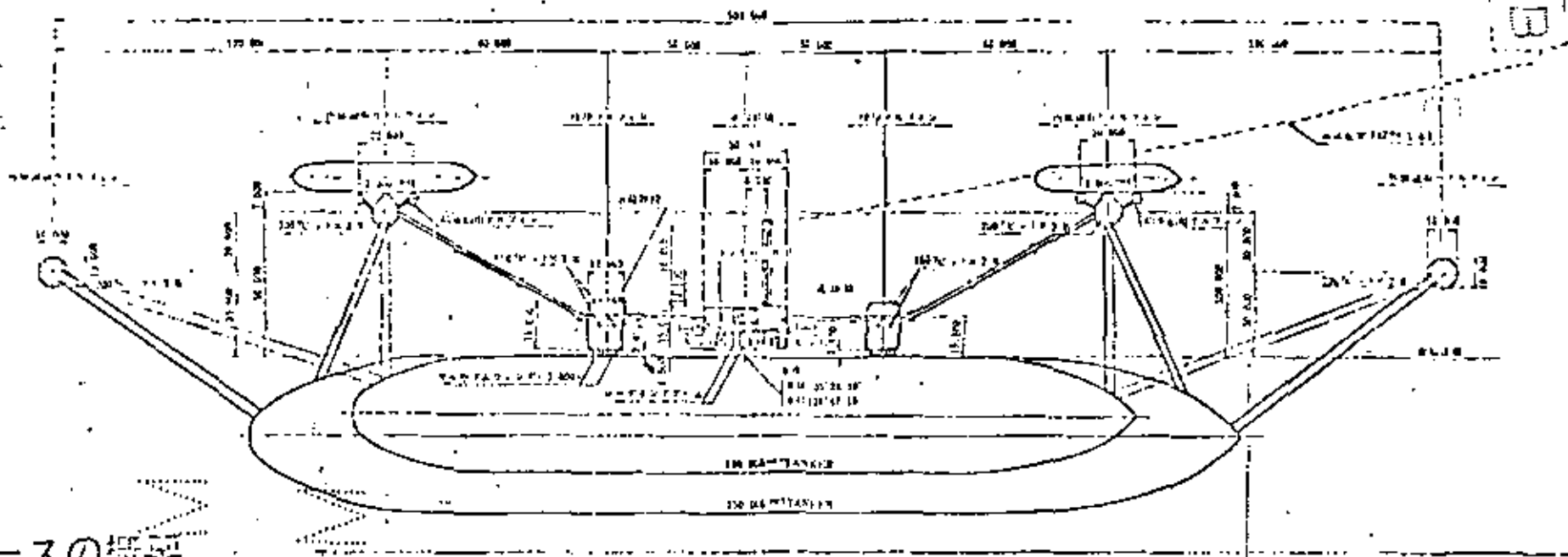


Fig. 13

シーバースの概要

位 21 北緯 35°-25'-59", 東経 139°-47'-19"
 (川崎町野島町南東角に約300m)
 型 式 固定式シーバース (航式ドルフィン)
 総出力最大約48 250,000DWT
 全長510m 幅57m(水深20m)
 荷役能力 Max. 18,000KL/Hr
 総投資額

4. 飲料水給送用送機
 容量約 1,000DWT 1基
5. 電気設備
 動力ケーブル(50mm²×3C×3KV) 約3,350m
 送電ケーブル 6回線約3,350m
6. 安全・防災設備
 防火設備
 中心部には……中央機室に1基
 300m/m²×100W光熱×赤色×1基
 船尾部には……4基の航式ドルフィン上および
 海式吊り架台に1基
 200m/m²×25W光熱×赤色×5基
7. その他設備
 消防ポンプ60m³/Hr×10kg/cm² 1台
 ニューフォーム吸込ポンプ50m³/min×12.5kg/cm² 1台
 ニューフォーム吸込ポンプ21.5KL 1基
 ニューフォーム吐出ポンプ42,000/min. 3基
 ニューフォーム吐出ポンプ42,000/min.×2台×2台×2台×2台×2台×2台 2基

8. 排水ポンプ吐出ポンプ42,000/min.
 排水ポンプ吐出ポンプ42,000/min.×2台×2台×2台×2台×2台×2台
9. 排水ポンプ 2台×20m
10. 大型ポンプ27160インドラ
11. 小型ポンプ27160インドラ
12. オイルフランス、油中ポンプ……機上ポンプに装備
7. その他設備
 船尾部の消防設備 油圧式
 体積1台(10m×4.5m×2.5m)
 1台……消防ポンプ、ポンプ、ポンプ
 2台……ポンプ、ポンプ、ポンプ、ポンプ、ポンプ
- 船底管 425×約3,350m
 土盛り 4m
 総工費 17億円
- 竣工期間 竣工 昭和44年10月
 竣工 昭和44年8月

1. ムアリング設備
 航式ポンプ(250,000DWT) 2基
 航式ポンプ(250,000DWT) 2基
 航式ポンプ(250,000DWT) 2基
 航式ポンプ(250,000DWT) 1基
2. 電気設備
 ニューフォーム吸込ポンプ 10台×1基
 ニューフォーム吸込ポンプ 10台×1基
3. パンカー設備
 ニューフォーム吐出ポンプ 1基
 ニューフォーム吐出ポンプ 10台×1基

[B]

Esta instalación es similar a un muelle en espigón con la diferencia de que el único contacto físico que tiene con tierra son las tuberías submarinas que lo alimentan.

Las ventajas principales que presenta con respecto al resto de las instalaciones antes mencionadas son las siguientes:

1. Pueden atracar dos embarcaciones simultáneamente, pues cuentan con dos paramentos.
2. Prácticamente no tiene limitaciones en cuanto a los gastos de carga porque pueden conectarse tantas garzas como tomas tenga el barco a bordo, pudiendo cargar del orden de 100 000 bls/hr. por paramento.
3. Su costo inicial posiblemente sea mayor pero con la eficiencia de operación que tiene se amortiza rápidamente.

El muelle isla requiere para su instalación de estudios meteorológicos sumamente cuidadosos de cuando menos un año (un ciclo estacional) pues el éxito de su operación dependerá que quede orientado a la resultante obtenida de las fuerzas de viento, oleaje y corrientes principalmente.

Para diseñar una instalación fija mar adentro debe de seguirse el siguiente criterio:

[EB]

1. Orientación del muelle.

a) Consideraciones

- a.1) Influencia del paso de otros barcos en las proximidades - de la instalación.
- a.2) Futuras ampliaciones del puerto.
- a.3) Zonas pesqueras próximas.
- a.4) Evitar derrames de producto que contaminen la zona.
- a.5) Seguridad del barco (durante los atraques y operación)
- a.6) Construcción segura.

Condiciones críticas para atraque y operación.

Se presentan cuando viento, oleaje y corrientes suman sus efectos incidiendo de través al barco y al muelle. Ver fig. (23).

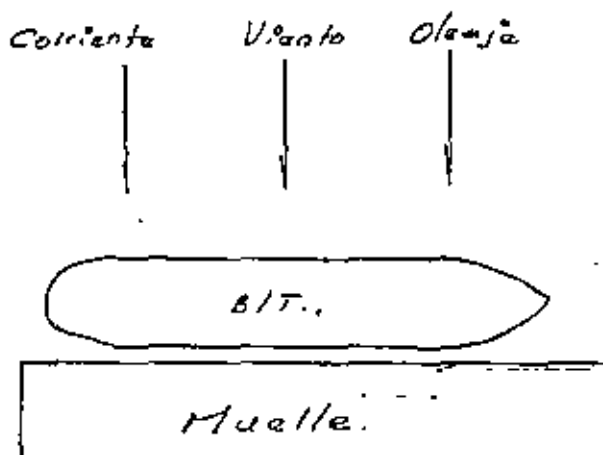


Fig. 23

EB

En la tabla de la Fig. No. 24 se resumen los valores máximos de los factores antes mencionados para instalaciones fijas y flotantes, durante el atraque y operación de la embarcación.

Tipo de Instalación.	Viento atracando	Oleaje atracando.	Corriente atracando.	Viento Operando	Oleaje Operando	Corriente Operando.
Tipo fijo (con estructura de pilotes).	15m/seg.	0.7 m.	0.5 nudos	15m/seg.	0.7 m.	0.5 nudos
Tipo flotantes (SMS, CALM, SALM, RAM).	15m/seg.	0.4 m.	0.5 nudos	15m/seg.	0.7 m.	0.5 nudos

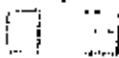
Fig. 24

Criterio para decidir el tipo de instalación.

1. Condiciones naturales.
2. Método de construcción
3. Seguridad de operación
4. Gastos requeridos de carga ó descarga.
5. Costo de Construcción
6. Costo de mantenimiento
7. Area de la dársena de maniobras.

En la tabla de la fig. 25 se mencionan en forma comparativa los requerimientos mencionados.

EB


 INSTALACIONES MAR ADETRRO

	MUELLE	TTM	CALM	SALM	RAM	MBS
LIMITACIONES DURANTE EL ATAQUE :						
OLAS	3-4 Pies	GM		0-8 Pies	_____	_____
VIENTOS	25 Nudos			25 Nudos	_____	_____
YA AMARRADO EL BARCO :						
OLAS	4-10 Pies	_____		Más de 15 Pies	_____	3-10 Pies
VIENTOS	50 Nudos	_____		60 Nudos	_____	30-50 Nudos
DURANTE LA OPERACION :						
OLAS	4-10 Pies	_____		10-12 Nudos	_____	3-10 Pies
VIENTOS	35 nudos	_____		40 Nudos	_____	25-35 Nudos
AREA DE MANIOBRA	LA MENOR	_____		LA MAYOR	_____	MEDIA
FACILIDAD DE ALCANZAR LA INSTALACION	REGULAR	_____		LA MAS FACIL	_____	LA MAS DIFICIL
REMOLCADORES EN LAS MANIOBRAS	SI	_____		NO	_____	INDUSUALMENTE
LANCHAS EN LAS MANIOBRAS	ALGUNAS VECES	_____		SI	_____	SI
SUSCEPTIBILIDAD DE DAÑOS	MODERADO A ALTO	MODERADO A ALTO	MODERADO	MODERADO A BAJO	MODERADO	BAJA
INVERSION	ALTA	MODERADO A ALTO	MODERADO	MODERADO	MODERADO	BAJA
CAPACIDAD DE OPERACION	ALTA	_____		ALTA	_____	BAJA
COSTO DE MANTO	MODERADO	_____		MODERADO A ALTO	_____	MODERADO

Dimensiones del canal y dársena necesarios para instalaciones p_e troleras mar adentro (criterio japonés).

Canal

Profundidad: * Calado + 0.2 calado

* Se refiere al del mayor barco esperado.

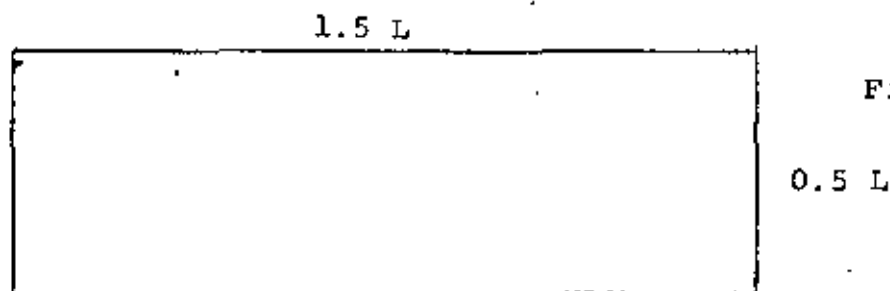
Ancho.- La misma que para la del canal de acceso al puerto.

Dársena

1. Profundidad.- Igual a la del puerto pero con una tolerancia de 3 metros para buques tanque mayores, de 100 000 TPM.

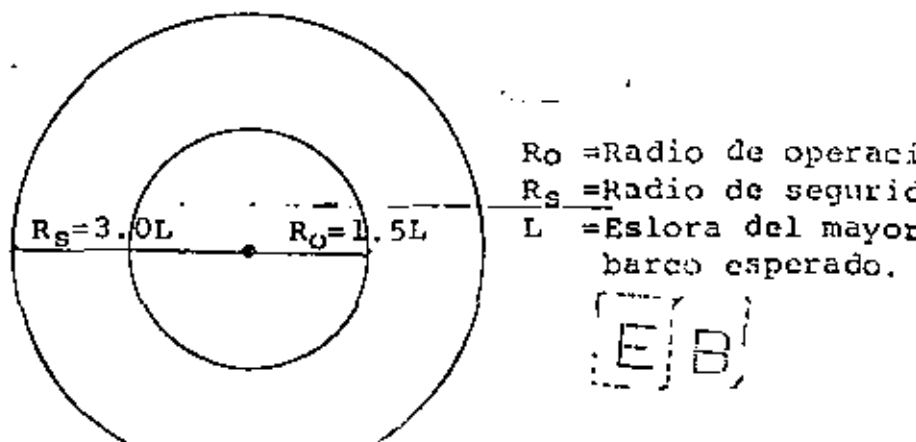
2. Area.-

a) Para muelle. Ver fig. 26



L = La eslora del mayor barco esperado.

b) Para monoboya. Ver fig. 27



c) Amarradero convencional. Ver fig. 28

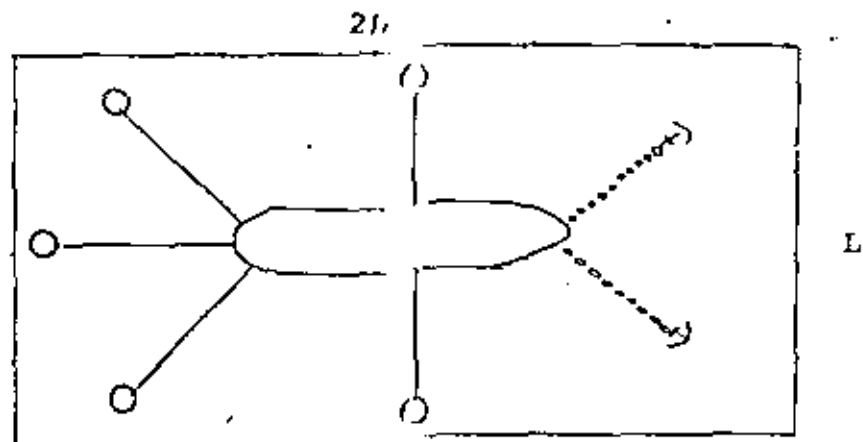


Fig. 28

L= Eslora del mayor barco esperado.

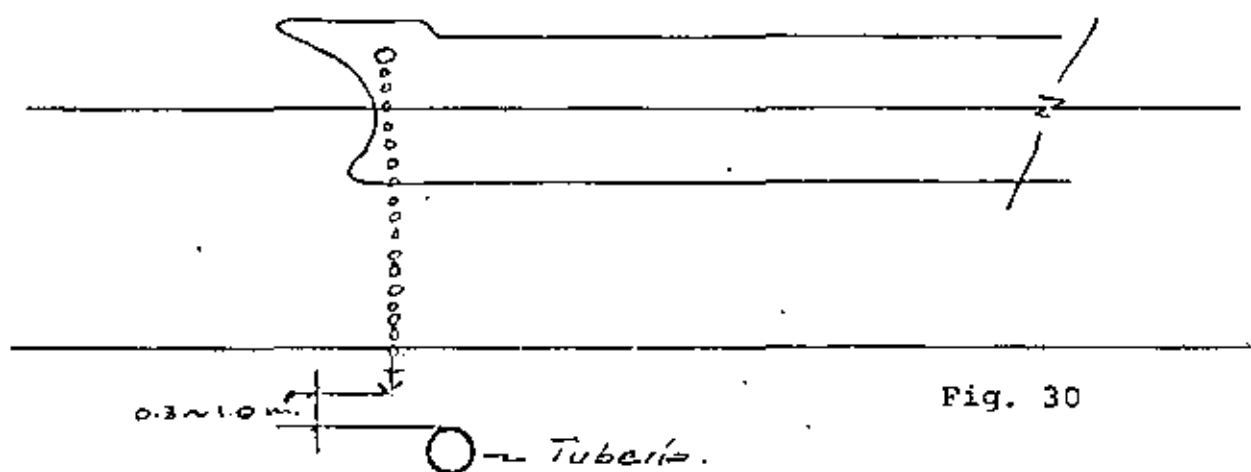
Profundidad de tuberías submarinas.

En el caso de tuberías submarinas que se fondeen para comunicar - la instalación marítima con las de tierra en áreas de tráfico - - intenso o posibles áreas de fondeo, se deberán alojar en cepas cu - biertas con arena y grava a una profundidad al lomo del tubo de - 4.0 m. bajo la cota máxima futura del área. Ver fig. (29).



Fig. 29

Esta profundidad se decide actualmente de acuerdo con el lugar particular donde se vaya a localizar la línea, estando en función de lo que penetre el ancla del barco mayor al fondearse. Ver. fig. (30).



Una vez que se ha dimensionado todas y cada una de las instalaciones del puerto tanto marítimas como terrestres, se procederá al diseño detallado de cada una de ellas, debiendo darse al proyectista una serie de datos con los cuales tendrá suficientes elementos para llevarlo a cabo. Esta información es llamada Bases de Diseño y consta fundamentalmente de los siguientes conceptos con las variantes propias de cada instalación:

1. Alcance.
2. Sistema de coordenadas
3. Localización
4. Tipo de muelle
5. Orientación de la instalación
6. Tipo de buques que atracarán
7. Nivel de referencia.
8. Amplitud de marca
9. Nivel de operación
10. Partes principales que constituyen el muelle. Su dimensionamiento en planta.
11. Velocidad de atraque
12. Angulo de acercamiento al muelle
13. Cálculo del peso virtual de la embarcación
14. Fuerza del viento de diseño
15. Cargas verticales
16. Zona sísmica
17. Materiales de construcción
18. Guarniciones
19. Drenaje pluvial
20. Sistema de amarre
21. Defensas
22. Ancho de la cama de tubería en tierra
23. Productos manejados
24. Capacidad y presión de bombeo
25. Sistema de carga y descarga
26. Charolas de derrame
27. Tomas de combustible económico
28. Caseta de operación
29. Alumbrado
30. Luces de situación
31. Sistema de protección contra descargas eléctricas naturales.
32. Sistema contra incendio
33. Caseta de vigilancia a la entrada del muelle, estacionamiento y barrera.
34. Servicios complementarios
35. Escaleras de acceso
36. Profundidad de dragado
37. Dársena de maniobras
38. Prevención contra la contaminación de las aguas del puerto.

No solo bastará con especificar escuetamente las características de cada parte de la instalación, sino que deberá incluirse en cada uno

[E] [B]

de ellos, previamente una justificación o explicación del motivo -
de cada uno de los valores impuestos.

BIBLIOGRAFIA.

- | | |
|--------------------------------------|-------------------------|
| Ingeniería Marítima. | Ing. Roberto Bustamante |
| Nociones de Arquitectura Naval | Cap. Félix Arruti |
| Wind, Waves and Maritime Structures. | |
| Manual of Ship construction. | R. R. Minikin |
| Design and construction of - - | Manning |
| ports and Marine Structures. | |
| Nociones de puertos. | Quinn |
| Barcos. | J. Dueso |
| Manual para diseño de defensas. | Edward V. Lewis |
| American Civil Engineering Practice. | Seibu |
| Rudimientos de cultura marítima. | Abbott |
| Enciclopedia del Mar. | Alfonso Arnau. |
| Port Engineering. | Garriga |
| Textbook on Ports and Harbours- | Per Bruun |
| in Japan. | |
| Port problems in developing - - | OTCA |
| countries. | Bohdan Nagorski. |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS
(DEL 13 AL 24 DE AGOSTO DE 1979)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. HUMBERTO AGUIRRE MAQUIVAR Rinconada de Jesús No. 91 Lomas de Sta. Cruz Naucalpan, Edo. de México	PETROLEOS MEXICANOS Marina Nacional No. 329 Col. Anáhuac México, D. F. Tel: 2-50-89-45
2. ROBERTO ARMENTA CAÑIZARES Fresnos No. 52 Edificio "B" Depto. 603 Sta. Ursula Coapa Coyoacan México 22, D. F. Tel: 5-45-74-60 Ext. 3018	PETROLEOS MEXICANOS Marina Nacional No. 329 10o. Piso Edificio "B" Col. Anzures México 17, D. F. Tel: 5-45-74-60 Ext. 3018
3. ARMANDO B. BAEZ PEDRAJO	INGENIERIA Y PLANEACION, S.A. DE C.V. Cuauhtémoc No. 1236 Col. Vértiz-Narvarte México, D. F.
4. GUILLERMO J. BARRAGAN DULAGAN Av. Baja California No. 255 "A" 8o. Piso Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-64-45-47	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE DRAGADO Av. Baja California No. 255 Edif. "A" 8o. Piso Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-64-45-47
5. JUAN CARLOS BARRAGAN GONZALEZ Guerrero 395 "C" 210 Edif. Riva Palacio Unidad Tlatelolco México 3, D. F. Tel: 5-83-85-34	DIRAC, S. A. DE C.V. Ma. de la Luz Bringas No. 28 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-34-26-50
6. ANTONIO BERDON NEVAREZ Cerro de la Carbonera No. 25 Col. Campestre Churubusco México, D. F. Tel: 5-44-82-62	SECRETARIA DE MARINA Edisón No. 176-2o. Piso Col. San Rafael México 4, D. F. Tel: 5-91-18-50

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS
(DEL 13 AL 24 DE AGOSTO DE 1979)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
7. RUBEN CASTILLEJOS SOSA El Cántaro 33-C_106 Villa Coapa México 22, D. F. Tel: 5-94-33-65	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARITIMAS Insurgentes Sur No. 465 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel: 5-64-51-01
8. JUSTO A. DE LEON HERRERA Bosques de Hibanó 25 Maz. 26 Bosques de Aragón	PROYECTOS MARINOS, S. C. Boulevares M. A. Camacho No. 1 Col. Polanco México 5, D. F. Tel: 3-95-00-88
9. JOSE B. DUENAS GOMEZ José Ma. Tornell No. 20-8 San Miguel Chap. México 18, D. F. Tel: 5-16-34-70	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARITIMAS Insurgentes Sur No. 465 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel: 5-64-51-01
10. JUAN FELIX HERNANDEZ Calle Perejil No. 73-1 Col. Victoria de los Democracias México 16, D. F. Tel: 5-56-25-28	PROYECTOS MARINOS, S. C. Boulevard M. A. C. No. 1-703 Col. Polanco México 5, D. F. Tel: 3-95-00-88
11. PERFECTO FLORES GONZALEZ Petirrojo 43 Secc. I. Lomas Verdes Naucalpan, Edo. de México Tel: 5-72-53-52	PETROLEOS MEXICANOS Marina Nacional No. 329 Verónica Anzures México, D. F. Tel: 5-45-74-60 Ext. 3401
12. LORENZO GONZALEZ MEZA Montealban No. 19 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-29-51	ESIA-IPN Edif. 4 Unidad P. de Zacatenco Col. Lindavista México 14, D. F. Tel: 5-86-93-12
13. CARLOS GONZALEZ MORENO 5 de Mayo No. 23 Tepepan Xoch. México 23, D. F. Tel: 6-76-42-04	CIA. MEXICANA AEROFOTO, S. A. 11 de Abril No. 338 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-07-40

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS
(DEL 13 AL 24 DE AGOSTO DE 1979)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
14. JESUS H. GONZALEZ OLIVA Mazatlan 172 Dept. 201 Col. Condesa México 18, D. F.	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE DRAGADO Baja California 255-A-7o. Piso Col. Hipódromo Condesa México 18, D. F. Tel: 5-64-73-06
15. JAVIER GUTIERREZ PEREZ Norte 92 No. 4517 Nva. Tenochtitlan México 14, D. F.	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE DRAGADO Baja California 255 Edif. "A" 7o. Piso Col. Hipodromo Condesa México 18, D. F. Tel: 5-64-54-22
16. FERNANDO HERNANDEZ DE LABRA Cuernavaca, No. 5 Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-53-81-11	COMISION NACIONAL COORDINADORA DE PUERTOS Cuernavaca. No. 5 Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-53-81-11
17. EDUARDO FELIPE IGLESIAS ARAGON Tepejí No. 73-2 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel: 5-64-51-91	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARITIMAS Insurgentes Sur No. 465 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel: 5-84-68-92
18. ROBERTO MALDONADO WILLIS Jocotitlan No. 6046 Aragón I. México 14, D. F. Tel: 5-51-36-05	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Centro SCOP Xola y Universidad Cuerno "H" 3o. Piso Col. Narvarte México, D. F. Tel: 5-19-94-05
19. MANUEL MARTINEZ CASTRO Tenancingo No. 15 Col. El Conde Naucalpan, Edo. de México Tel: 5-76-06-87	S. DE M. DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS Edición No. 176-2o. Piso Col. San Rafael México 7, D. F. Tel: 5-46-50-35-

DIRECTORIO DE ASISTENCIAS AL CURSO PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS
(DEL 13 AL 24 DE AGOSTO DE 1979)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
20. EDUARDO MARTINEZ PINON Dr. E. González Mtz. No. 152 Col. Sta. Ma. La Ribera México 4, D. F. Tel: 5-47-24-98	PROYECTOS MARINOS, S.C. Plaza Comertex Blva. M. A. C. 1-703 Col. Polanco México 5, D. F. Tel: 3-95-00-88
21. ALFONSO MARTINEZ PUENTE Pablo A. de la Garza No. 37 Col. Huizachal México 10, D. F. Tel: 5-89-06-33	CONSTRUCTORA INMOBILIARIA COATZACOALCOS Durango No. 225-Desp. 101 México, D. F. Tel: 5-33-21-53
22. DAVID MORALES MORALES Calle 24 Manz. 17 Lote 1 Col. Oriental Rodeo México 9, D. F. Tel: 5-58-37-84	CENTRO REGIONAL DE ENSEÑANZA TECNICA INDUSTRIAL, SOCONUSCO Km. 2 Carretera Tapachula Puerto Madero Tapachula, Chis. Tel: 6-43-43
23. FILIBERTO ORTIZ GALINDO Juan de Dios Arias No. 5-3 Col. Asturias México 8, D. F. Tel: 5-30-75-60	INGENIERIA Y PUERTOS, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 182
24. ING. RAFAEL. E. PADILLA MORA Av. Rio San Joaquín 816-E-19 Lomas de Sotelo México 10, D. F. Tel: 5-57-80-27	PETROLEOS MEXICANOS Av. Marina Nacional No. 329 Edif. 1917 10o. Piso Col. Anáhuac México 17, D. F. Tel: 5-45-74-60 Ext. 3401
25. LUIS G. RAMIREZ MONTES Schiller 227-18 Col. Polanco México 5, D. F. Tel: 5-31-45-44	DEPARTAMENTO DE PESCA Alvaro Obregón No. 269 Col. Hipódromo Condesa México 11, D. F. Tel: 5-11-02-40
26. GERARDO D. RODRIGUEZ MARTINEZ Paseo de la Reforma Nte. 616-1606 Tlatelolco México 3, D. F. Tel: 5-29-90-80 Ext. 1606	

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS
(DEL 13 AL 24 DE AGOSTO DE 1979)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
27. RODOLFO ROSAS MOYA Dr. Vertiz 783-4 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-33-27	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OPERACION PORTUARIA Eugenia No. 197 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-90-43-74
28. JOSE RUEDA OLVERA Baja California No. 255-A-7o. Piso Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-65-54-22	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE DRAGADO Tripoli 507 Col. Portales México 13, D. F. Tel: 5-39-79-78
29. RAFAEL SAVARIEGO JAUREGUI Norte 79-A 175-6 Col. Clavería México 16, D. F.	DEPARTAMENTO DE PESCA Alvaro Obregón No. 269 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel: 5-25-49-60 Ext. 237
30. EDUARDO FRANCISCO SMITH M. Calle de la Arboleda No. 54 Lomas de Bella Vista Satélite, Edo. de Méx. Tel: 5-72-58-97	F.O.C.O.R.S.A.
31. ARIURO SOTO MANCILLA Jalapa 210 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel: 5-74-38-25	PETROLEOS MEXICANOS Av. Marina Nacional No. 329 México, D. F. Tel: 2-50-89-43
32. RUBEN VALDES PEREZ Alvaro Obregón No. 127-301 Col. Roma Sur México 7, D.F. Tel. 514-30-01	SECRETARIA DE MARINA-DIREC. CONSTR. DE OBRAS Y DRAGADO Edison No. 176 2o. Piso Col. San Rafael México 4, D.F. Tel. 546-50-35

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTOS MARITIMOS Y PORTUARIOS
(DEL 13 AL 24 DE AGOSTO DE 1979)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 33. ING. ALFONSO VALENCIA PEREZ
Fresas 183-203
Col. del Valle
México 12, D. F.
Tel: 5-59-40-81 | INGENIERIA Y PLANEACION, S. A. DE C.V.
Cuauhtémoc 1236
Col. Vértiz Narvarte
México, D. F.
Tel: 5-59-69-55 |
| 34. AURELIO VELAZQUEZ PARRA
Vía Gusto Baz 42
Tequexquihuac
Tlalnepantal, Edo. de México | ESIA-IPN
Universidad Profesional Zacatenco
Col. Lindavista
México 14, D. F.
Tel: 3-90-17-24 |
| 35. JULIO YLLALOBOS LOPEZ
Mutile No. 59
Victoria de las Democracias
México 16, D. F.
Tel: 3-55-48-21 | S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARITIMAS
Insurgentes Sur No. 465
Col. Roma Sur
México 7, D. F.
Tel: 5-64-51-01 |